

VISIT...

LANZAROTE
Caliente.COM

ББК 38.71

П 79

УДК [624.04 : 721.001 25] (075 8)

Рецензенты: Вильнюсский инженерно-строительный институт
и Всесоюзный заочный инженерно-строительный институт (проф.
В. М. Бондаренко).



Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов: Учеб. пособие для вузов/П. Ф. Дроздов, М. И. Додонов, Л. Л. Паньшин, Р. Л. Саруханян/Под ред. П. Ф. Дроздова.— М.: Стройиздат, 1986.—351 с. ил.

Рассмотрены современные приемы архитектурного и конструктивного проектирования многоэтажных гражданских зданий. Изложена теория, приведены результаты экспериментов и методы расчета на ЭВМ несущих систем этих зданий, их элементов и узлов. Дан анализ проектных решений жилых и общественных зданий, планировки квартир и служебных помещений. Дана программа для автоматизированного расчета конструкций на ЭВМ ряда ЕС.

Для студентов вузов, обучающихся по специальности «Промышленное и гражданское строительство».

П 3202000000—520 11—86

047(01)—86

ББК 38.71

© Стройиздат, 1986

ПРЕДИСЛОВИЕ

XXVII съезд КПСС назвал ускорение научно-технического прогресса главным условием интенсификации народного хозяйства СССР на 12-ю пятилетку и перспективу. Прогрессивное развитие науки должно создать предпосылки для перехода к принципиально новым технологическим системам, обеспечивающим наивысшую производительность труда, снижению материальных и трудовых затрат, а также улучшению качества строительства.

Рост городского жилищного и общественного строительства обуславливается увеличением населения городов. Ограниченность их территорий вынуждает увеличивать этажность застройки. С ростом этажности гражданское строительство переходит в новое качество: здания становятся сложными инженерными сооружениями. В жилом или административном высотном здании одновременно пребывают тысячи людей, жизнь и благополучие которых непосредственно зависят от качества проектирования и строительства этих сооружений.

В учебном пособии освещается наиболее прогрессивный опыт проектирования жилых, общественных, административных и других гражданских многоэтажных зданий с учетом специфики железобетонных конструкций и индустриальности их возведения.

В соответствии с новыми учебными планами и тенденциями совершенствования проектирования зданий пособие ориентировано на использование электронно-вычислительной техники и новейших вычислительных алгоритмов и программных комплексов. В тексте и в примерах учтены требования последних изданий СНиП и утвержденных новых программ.

Главы 1 и 2 написаны Р. Л. Саруханяном, гл. 3 и 4 — П. Ф. Дроздовым, гл. 5 и пример 2 — Л. Л. Паньшиным, гл. 6 — и примеры 1 и 3 — М. И. Додоновым.

Авторы благодарят рецензентов: проф., д-ра техн. наук В. М. Бондаренко и чл.-кор. АН ЛитССР проф., д-ра техн. наук А. П. Кудзиса за ценные замечания, послужившие улучшению книги.

1.1. Принципы разработки объемно-планировочных решений жилых домов

При проектировании многоэтажных гражданских и, в частности, жилых зданий объемно-планировочные и конструктивные решения принимают с учетом природных и градостроительных условий, экономического и технического уровня развития общества, социальных и национальных особенностей регионов. При выборе оптимального объемно-планировочного решения жилого дома его габариты, и в первую очередь высоту, следует принимать с учетом требований инсоляции в системе застройки: здания, ориентированные на юг, отбрасывают тень, равную 1,1—1,35 его высоты, а на запад и восток — 2,0—2,25. С учетом инсоляции габариты дома следует принимать по следующему соотношению: $h:a:l = 1:2,25:3,9$ (рис. 1.1). Особо сложные условия создаются при проектировании протяженных жилых домов, ориентированных в меридиональном направлении. Например, если на инсолируемой стороне можно размещать детские сады, игровые и спортивные площадки для жильцов, то на затемненной стороне — только улицу. Так, 16-этажный жилой дом высотой 49 м отбрасывает тень длиной 120 м и вынуждает принимать такой же ширины улицу. Традиционная система проектирования жилых домов секциями (рядовыми и угловыми) допустима только для строительства 12-этажных зданий в меридиональном направлении и для 16-этажных — широтном. С повышением плотности застройки и этажности жилых домов более целесообразным становится строительство одно- и двухсекционных домов высотой в 25—30 этажей. Такие дома (с прерывистой инсоляцией) суммарно обеспечивают требуемую 3-часовую инсоляцию протяженных домов с уменьшением расстояния между ними до 60 м.

Объемно-планировочное решение односекционного жилого дома тем удачнее, чем больше его габариты в плане (с учетом того, что высота является функцией длины и ширины здания в основании). По нормативам глубина жилых помещений не должна превышать 6 м.

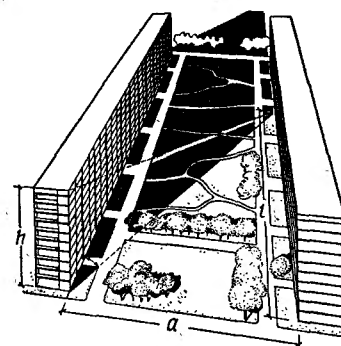


Рис. 1.1. Схема инсоляции жилых домов

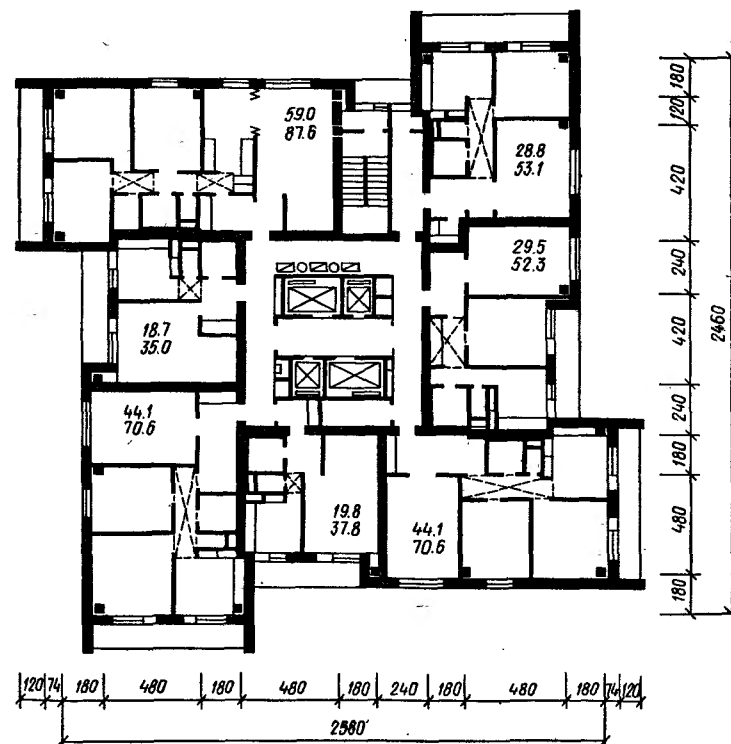


Рис. 1.2. План 25-этажного жилого дома в Москве

В глубине квартиры могут размещаться санитарные узлы и передние, в центре жилого дома — вертикальные коммуникации (лифты, мусоропроводы, электропанели, пожарные шкафы, вентиляционные блоки и стояки инженерных сетей). Для 25-этажного жилого дома размер этой части здания может быть принят в плане 9×9 м. Таким образом, габариты односекционного здания проектируются в форме квадрата размером 27×27 м (рис. 1.2).

Этажность и размеры зданий принимают исходя из санитарных, противопожарных и других технических норм и правил. Санитарные нормы влияют на габариты жилых домов, так как требуют 3-часовой инсоляции помещений квартир, вентиляции жилых помещений, кухонь и санитарных узлов, а также освещения естественным светом коридоров или холлов, примыкающих к лифтовым узлам.

В некоторых странах (США, Англия, Франция) нормами разрешается размещать кухни (ниши) в глубине квартиры на расстоянии более 6 м от наружной стены. Допускается освещение кухни вторым или искусственным светом, конечно же, с учетом, что кухня оборудована электроплитой, обособленным вытяжным каналом с приводом механической вытяжки. Такое расположение кухонь, лестниц и других подсобных помещений позволяет площадь у наружных стен отнести целиком к жилым комнатам и увеличить ширину корпуса жилого дома до 35 м (рис. 1.3). На рис. 1.3 в качестве удачного примера приведены три типа планировочных решений по набору и числу квартир 25-этажных жилых домов. В административных зданиях освещение помещений, как правило, искусственное, вентиляция с помощью кондиционеров, и поэтому размеры зданий в плане увеличиваются до 60×60 м.

Преимущество жилых домов больших размеров в плане заключается в меньшем периметре наружных стен на единицу площади этажа, большей теплоемкости здания и экономичности по расходу топлива на его обогрев.

Объемно-планировочные и технические решения, принимаемые в зарубежной практике, зачастую не соответствуют нормам и правилам, существующим в СССР и странах СЭВ. Однако решения, которые предусматривают применение прогрессивных противопожарных, санитарно-технических, технологических и других средств, заслуживают внимания советских проектировщиков. Сле-

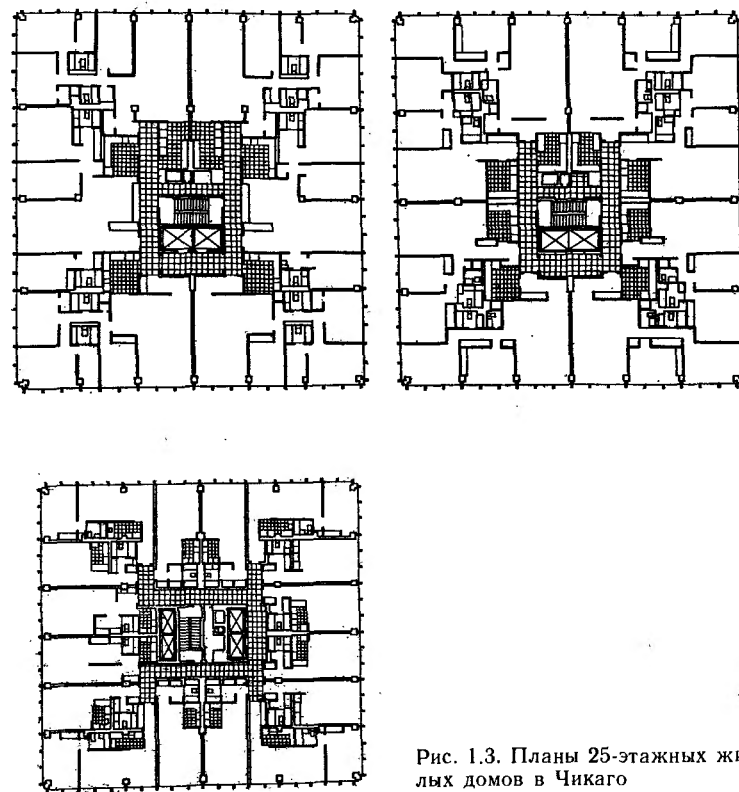


Рис. 1.3. Планы 25-этажных жилых домов в Чикаго

дует отметить, что в СССР, ГДР, Чехословакии, Югославии применение более жестких санитарных требований приводит к уменьшению ширины жилых домов до 27 м, а административных корпусов — до 36 м. В социалистических странах установлены также более жесткие противопожарные требования. Например, лестница односекционного 25-этажного жилого дома должна иметь естественное освещение через наружную стену и быть незадымляемой; не освещенная естественным светом лестница может быть только в дополнение к светлой незадымляемой. Примерами экономичных решений могут служить 22- и 25-этажные жилые дома в Москве (рис. 1.4).

Типы жилых домов, их объемная характеристика (башенные или протяженные, криволинейной или ступен-

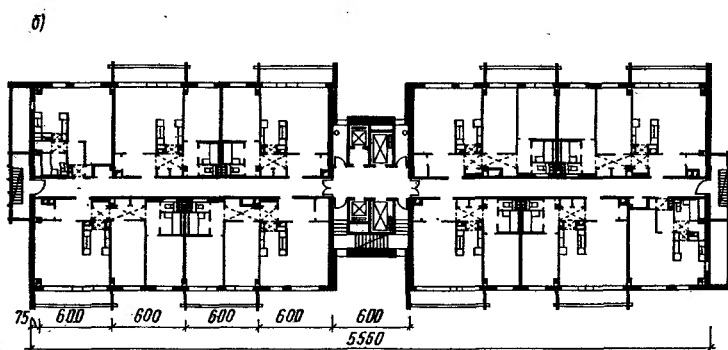
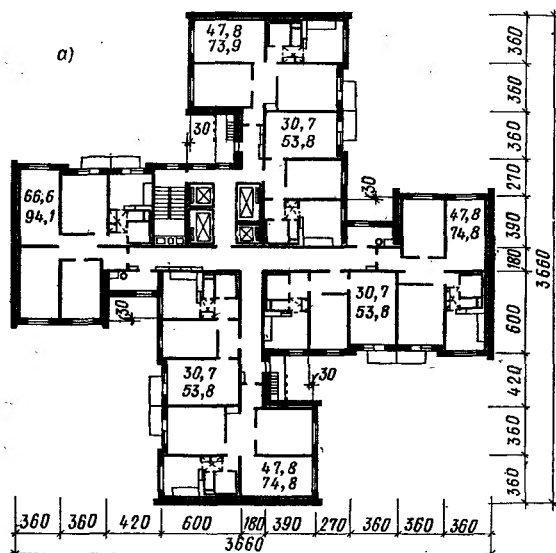


Рис. 1.4. План дома
а—22-этажного; б—25-этажного

чатой конфигурации и пр.), параметры (высота, габариты в плане), профильность (однородно жилой дом или совмещенный с общественными помещениями в первых либо в верхних этажах) в значительной степени определяются социальными, экономическими, техническими, климатическими и градостроительными условиями. По

этим условиям страны различных континентов, а следовательно, и разные республики Советского Союза отличаются типами жилья. Вместе с тем есть и черты общности, определяемые антропометрическими, физическими измерениями человека (рис. 1.5) и общей тенденцией технического прогресса, стремлением внедрить в строительство прогрессивные функциональные и технические решения и совершенствовать процесс проектирования.

В жилищном строительстве почти всех стран главным методом типизации, унификации и стандартизации стала выработка нормалей. Выработка нормалей — процесс непрерывный, развивающийся, но вместе с тем в этом процессе есть этапы (часто занимающие по времени 10—20 лет) стабилизации норм. Анализ норм позволяет судить о развитии системы нормирования и о направлении их совершенствования.

1.2. Архитектурно-планировочные решения жилых домов повышенной этажности. Нормали и типология

Пределами рассматриваемых нормалей приняты климатические условия строительства по II—III климатическим районам СССР с частичным учетом специфики объемно-планировочных решений для I и IV районов. В основу рассматриваемых нормалей взяты следующие нормативные документы:

единая модульная система в строительстве ЕМС (СТ СЭВ 1001—78);

строительные нормы и правила. Жилые здания Нормы проектирования (СНиП 2.08.01-85);

Государственные стандарты. Мебель бытовая. Функциональные размеры отделений для хранения постельных принадлежностей (ГОСТ 13025.18 — 82). Окна и балконные двери деревянные с двойным остеклением для жилых и общественных зданий. Типы, конструкция и размеры (ГОСТ 11214—78);

сортамент унифицированных строительных элементов жилых и общественных зданий;

каталоги унифицированных изделий.

В основе нормалей планировочных и конструктивных схем заложена единая модульная система с применением в продольных и поперечных направлениях размеров, кратных модулям 300 и 600 см.

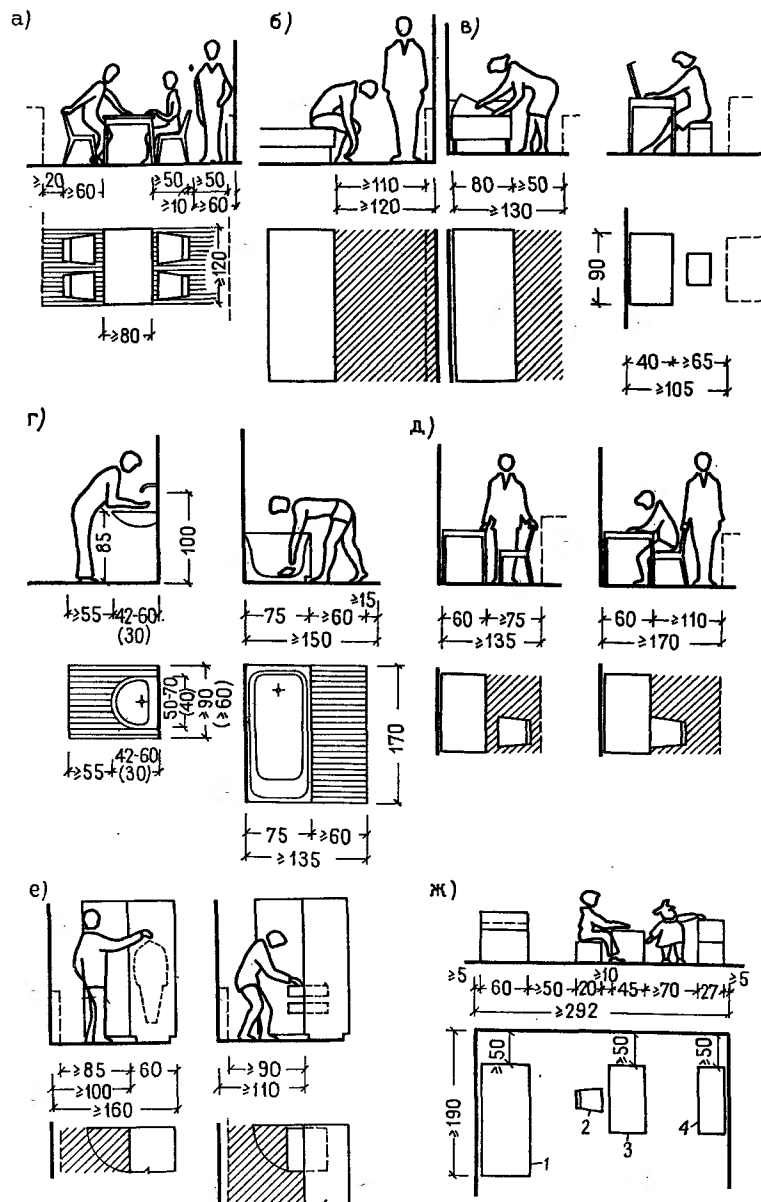


Рис. 1.5. Антропометрические измерения жилых помещений
а—столовой; б—спальни; в—туалетной комнаты; г—санитарного узла; д—школьного уголка; е—кладовой; ж—детского уголка; 1—детская кровать; 2—стул; 3—стол; 4—шкаф для игрушек

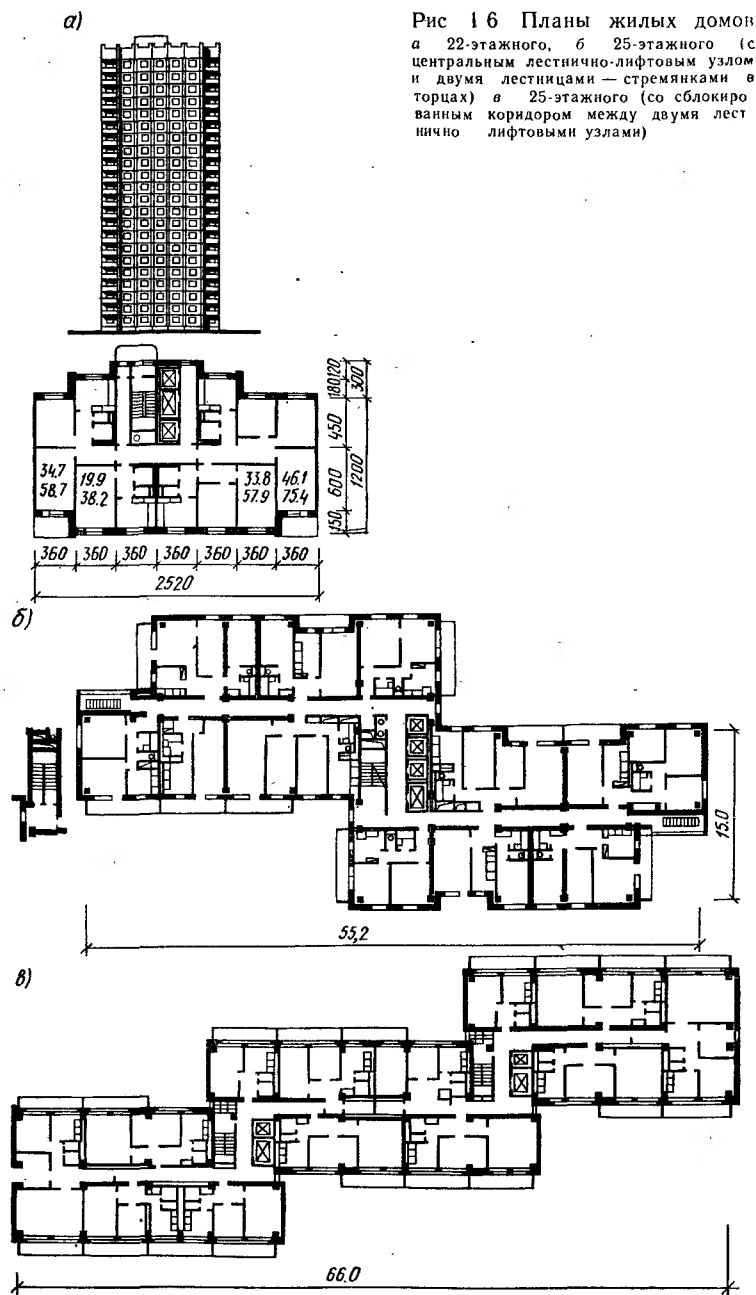
Если в нормативных документах объемно-планировочных решений первых нежилых этажей, лестнично-лифтовых узлов нет жестких требований и допускаются варианты решения, то в планировке жилых квартир степень нормализации строго определяется схемой функциональной взаимосвязи квартир с общей объемно-планировочной структурой здания, его конструктивным и инженерно-техническим решениями, системой зонирования двух или трех частей квартир, положением кухни и санитарного узла, их параметрами. Так, планировочная схема жилого дома в крупнопанельных конструкциях с узким шагом характеризуется ячеистостью помещений квартир и однородностью их по всей высоте здания, а в каркасно-панельных конструкциях с широким шагом вариантною планировки квартир и возможной разнородностью их по высоте здания.

В формировании планировочных решений многоэтажных жилых домов главную роль играют жилые квартиры. Отдельно стоящие дома точечного типа формируются по преимуществу из 5—8 угловых квартир на этаже, сгруппированных вокруг центрально-размещенного лестнично-лифтового узла. Преимущества угловых квартир характеризуются угловым проветриванием, хорошей обзорностью, планировочной структурой и т. д.

Протяженные жилые дома, ориентированные в широтном направлении и сформированные из секций с наборами комнат в квартире 2,2,3,3 или 1,1,1,3,3, предназначаются для размещения в застройке городов с ориентацией на север: лестнично-лифтового узла и двух 3-комнатных квартир (рис. 1.6). В таких квартирах две комнаты ориентируются на север и одна — на юг. Остальные двух- либо однокомнатные квартиры должны быть ориентированы на юг. Жилые секции серии КОПЭ (компоновочные объемно-планировочные элементы) формируются из унифицированного лестнично-лифтового узла — КОПЭ-1 и полусекций КОПЭ-2, -3, -4, -5, -6.

Протяженные жилые дома меридиональной ориентации состоят из рядовых квартир, сгруппированных по обе стороны коридора, в середине которого либо в торцах размещаются лестницы. В этом случае количество квартир в секции определяется протяженностью коридора и способом его освещения.

Усложнение конфигурации зданий в плане путем устройства сдвижки или выступов Т-образной, трех-



четырёхлучевой форм секций позволяет увеличить количество квартир, общую жилую площадь без увеличения протяженности секций, что и обуславливает применение этого приема в объемно-планировочных решениях многоэтажных жилых домов. Усложнение конфигураций зданий приводит к увеличению периметра наружных стен, к увеличению теплопотерь, усложнению организации строительства (размещение монтажных механизмов, увеличение их количества, рис. 1.7).

Планировочная структура всех типов квартир характеризуется зонированием на две группы помещений: общие комнаты, кухня и передняя составляют общественную часть квартиры, спальни с санитарными узлами составляют интимную часть квартиры (рис. 1.8).

Зонирование квартир определяется величиной общей площади квартир, ее компактностью. Например, в двух-трехкомнатных квартирах возможно выделение двух зон, а в четырех-пятикомнатных квартирах — двух или трех зон. Зонирование квартиры имеет целью повысить качество ее путем функционального дифференцирования помещений (спальные комнаты — для сна и отдыха, гостиные — для еды, развлечений и общения между членами семьи и гостями).

В век научно-технической революции, когда наблюдается тенденция к сокращению рабочего дня и увеличению времени на досуг, расширению возможности использования его для занятий по интересам, определилось новое качество квартир. Они должны либо совмещать различные функции в помещениях (устройство в передних нишах или кладовых для размещения в них оборудования для фотокинозанятий, кройки, шитья и др.), либо выделять отдельные комнаты, которые составляют третью зону (например, кабинет для творческой работы). Определяющим фактором выбора типа квартиры является семья, ее демографический состав, который имеет множество характеристик (численность, возраст, профессия, любимые занятия, материальное обеспечение, физиологическое, моральное и эстетическое состояние семьи).

Общественный уровень материального производства, объем жилищного строительства определяют норму заселения. В период послевоенного восстановления жилого фонда СССР распределение жилья производилось по формуле $n-1$, т. е. количество комнат на одну меньше числа членов семьи. В 80-е годы распределение жилья

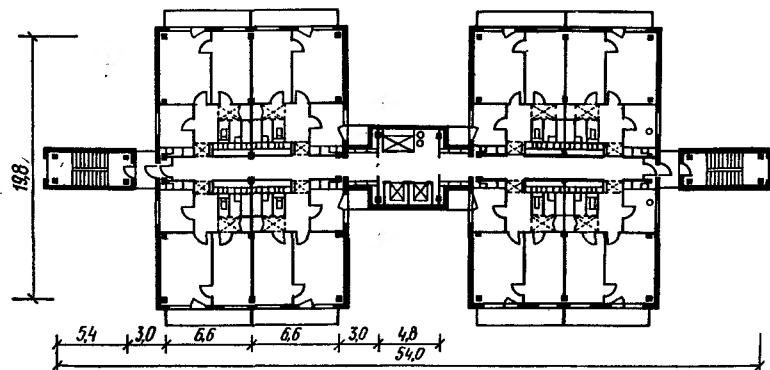


Рис. 1.7 План 20-этажного жилого дома

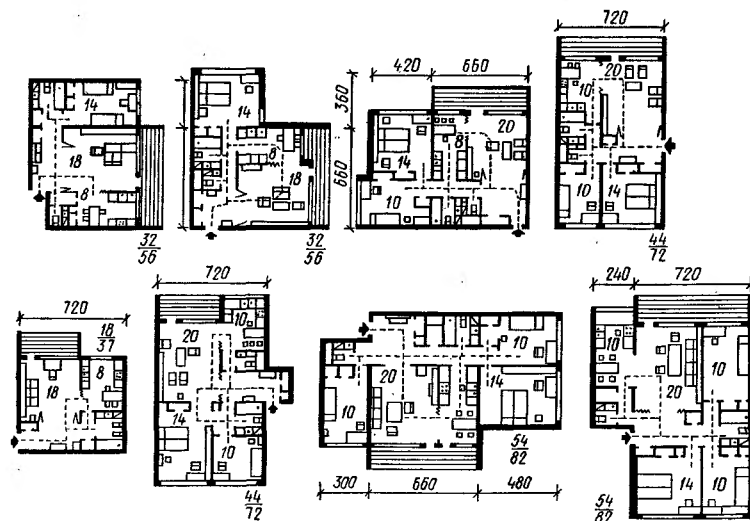


Рис. 1.8. Планы квартир экспериментального жилого района (Москва)

планируется производить по комнате на каждого члена семьи; с перспективой до 2000 г.— по формуле $n+1$, т. е. количество комнат на одну больше числа членов семьи.

Параметры квартир определяются СНиП 2.08.01-85 с учетом различных климатических, региональных, городских и сельских условий (табл. 1.1).

Таблица 1.1. Параметры квартир

Количество комнат в квар- тире		Пло- щадь кварти- ры (жи- лая, об- щая), м ²	Площадь, м						Расселение при средней норме, м ² на чел.		
			общей комнаты	спальни для		передней коридора	кух- ни	сан- уз- ла			шка- фа
				двух человек	одного человека				9	13-13,5	
1	М	15 30	15			5	6	3	1	п ₁	
	Б	20 36	20			5	7	3	1	п-12	п ₁
2	М	24 41	15		9	5	7	4	1	п ₂	
	Б	29-30 49-52	17	12-13		8-10	7	4	1	п-13	п ₂
3	М	38-40 59-62	17	12-13	9	8-10	8	4	1	п-14	п ₃
	Б	42-44 64-68	18	12-13 12-13		8,5-10,5	8	4	1,5	п-25	п-14
4	М	48-50 70-74	18-19	12-13	9+9	8,5-10,5	8	4	1,5	п-15	п ₄
	Б	52-54 75-78	19	12-13 12-13	9	9,5-10,5	8	4	1,5	п-26	п-15
5	М	58-60 85-89	19-20	12-13	9+9+9	10-12	9	6	2	п-16	п ₅
	Б	62-64 89-93	20	12-13 12-13	9+9	10-12	9	6	2	п-27	п-16

Примечание. 1М—однокомнатная квартира для заселения 1 чел.; 1Б—однокомнатная большая — для 1-2 чел.; 2М — двухкомнатная малая — для 2 чел.; 2Б — двухкомнатная большая — для 2-3 чел.; 3М — трехкомнатная малая — для 3 чел.; 3Б — трехкомнатная большая — для 3-4 чел.; 4М — четырехкомнатная малая — для 4 чел.; 4Б — четырехкомнатная большая — для 4-5 чел.

В жилых домах северных климатических районов допускается увеличение верхнего предела общих площадей на 10%.

Кухни с электроплитами в одно- и двухкомнатных малых квартирах можно уменьшить до 5 м². Санитарные узлы в одно- и двухкомнатных малых квартирах должны быть совмещенными, в трех и более — раздельными. Приведенные в табл. 1.1 параметры отражают тенденцию совершенствования планировочных норм СНиП.

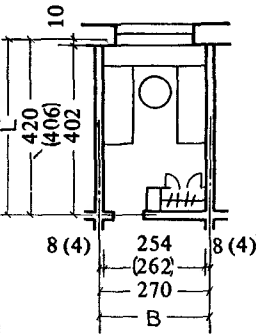
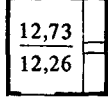
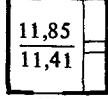
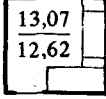
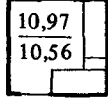
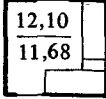
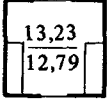
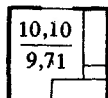
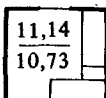
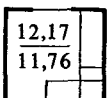
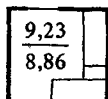
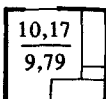
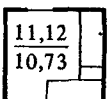
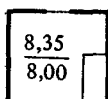
Основными параметрами квартир жилых домов

считаются: высота этажа, равная 2,8 м (от пола до пола), в северных и южных климатических районах — 3 м; глубина жилых комнат — не более 6 м. Отношение площадей световых проемов к площади пола в жилых комнатах и кухнях должно находиться в пределах от 1:5 до 1:8. При устройстве лоджий (мест для отстоя при пожаре) предусматривается глухой простенок шириной не менее 1,4 м. Глубина лоджий в северных климатических районах устанавливается не менее 0,9 м, в южных — 1,2 м; площадь лоджий в северных районах составляет 10%, южных — 20% и средних — 15% общей площади квартир.

Площади общих комнат в одно-, двух-, трех-, четырех-, пятикомнатных квартирах принимаются дифференцированно от 15 до 20 м²; спальни для родителей — 12—13 м², для двух членов семьи 10—11 м², для одного человека — 8—9 м². Параметры общих комнат и спален принимаются с учетом набора, габаритов и способов расстановки мебели. Например, в общей комнате при двухрядном размещении мебели устанавливается стол длиной 140 см (на 4 чел.) или 210 см (на 6 чел.) торцом к стене и шкафной набор «стена» глубиной 60 см проход 70 см. Общая длина установленной мебели составляет 340 см, что соответствует ширине комнат (360 см) в осях панельных конструкций. В общей комнате при трехрядном размещении мебель расставляется следующим образом: стол круглый диаметром 120 см, установленный посередине комнаты, два ряда посудных и книжных шкафов шириной 60 и 40 см и два прохода по 60 см.

Спальня при однорядном размещении мебели, оборудованная кроватью 160×200 (205) см, приставленной торцом перпендикулярно стене, имеет проход 60—65 см. Минимальная ширина такой спальни — 260—270 см (табл. 1.2, рис. 1.9). В спальню при двухрядном размещении мебели устанавливается кровать размером 160×200 (205) см, приставленная перпендикулярно стене (проход 60 см), шкаф и туалетный столик шириной 60 см — все это составляет общую ширину спальни, равную 340 см, что соответствует ширине комнат в осях 360 см. При параллельном положении двух односпальных кроватей размером 80×200 см и проходе между ними 65 см и крайнем проходе 45 см ширина комнаты должна быть 270 см. В спальнях комнатах

Т а б л и ц а 1.2. Модульные размеры комнат в осях панельных конструкций при различной компоновке мебели

Длина комнаты, L, см	Ширина комнаты, B, см				
	240	270	300	330	360
510	—		—		
480	—	—	—		
450	—				
420	—				—
390					
360					
330	—				
300	—	—		—	—

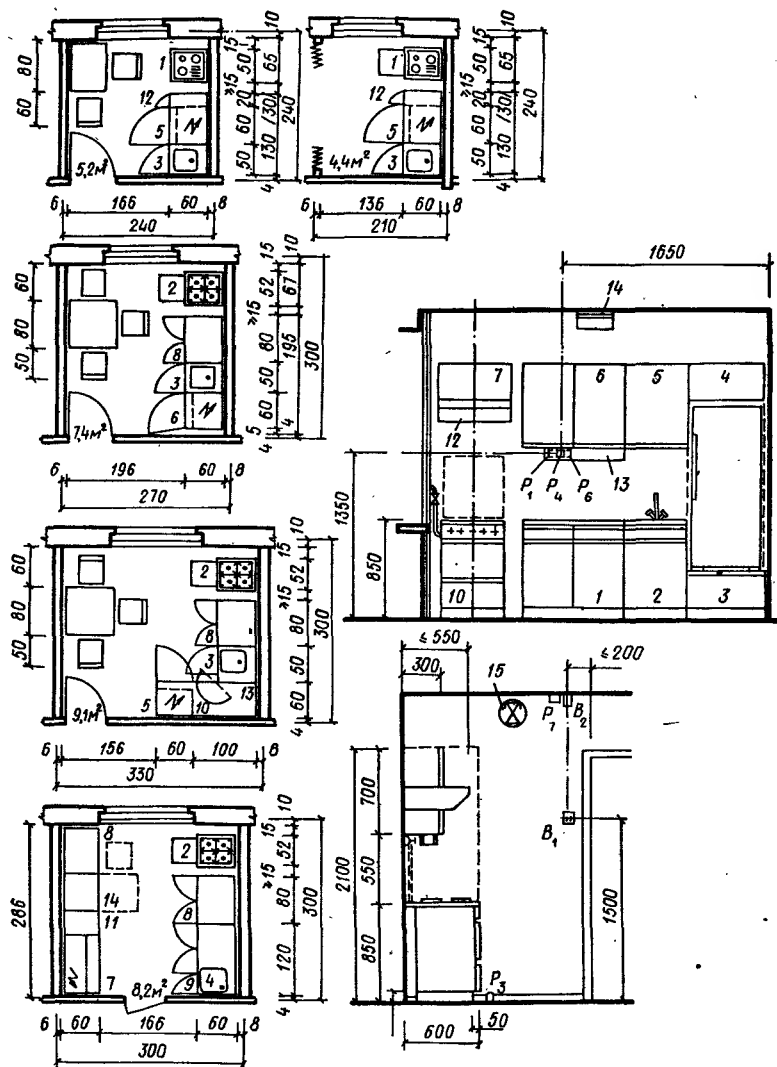


Рис. 1.10. Размеры кухонь с размещением оборудования и мебели

кухонного оборудования со строгой последовательностью использования его. Для этого удобна кухня шириной 230 см и длиной 380 см. Проектный опыт последних лет показал целесообразность кухонь-столовых, т. е.

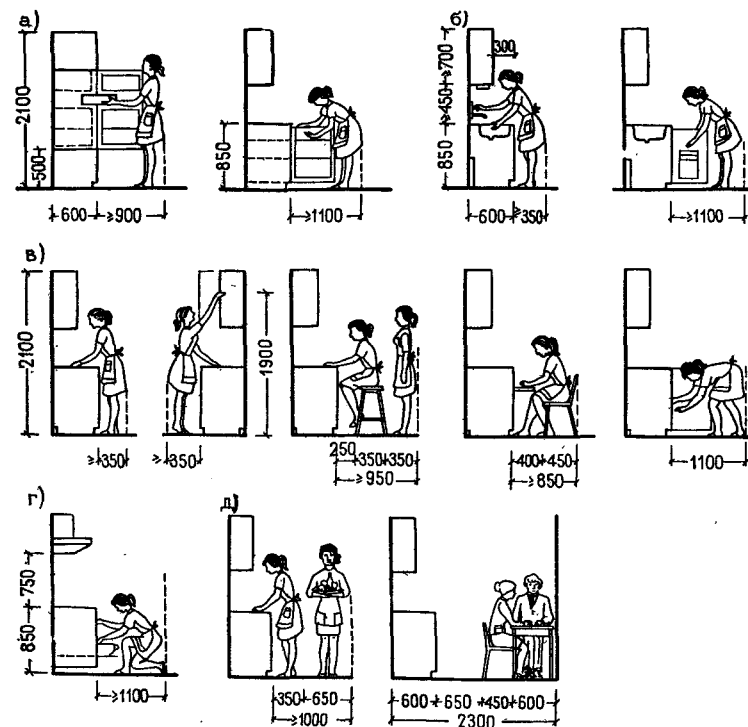


Рис. 1.11. Размеры проходов в кухне

а—у холодильника; б—у мойки; в—у рабочего стола; г—у плиты; д—у обеденного стола

выделение обособленного столового места с возможностью его непосредственной связи с общей комнатой. Если учесть оборудование кухонь электроплитами и вентиляционной вытяжкой, то эта непосредственная связь с общей комнатой увеличивает комфортность квартиры и вариантность использования помещения.

С развитием техники и оснащением кухни электро-техническим оборудованием (посудомойка, холодильник, соковыжималка, хлебрезка и др.) производственная часть кухни-столовой приобретает самостоятельное эстетическое значение в комфортности квартиры. Уместным стало размещение на кухне телевизора, магнитофона или проигрывателя.

Становится целесообразным создавать шлюзовое

помещение на втором выходе из кухни в переднюю и в нем размещать встроенные шкафы для хранения и пользования гладильной доской, вязально-швейных машин и других предметов с тем, чтобы домохозяйка, находясь в шлюзовом помещении, могла ими пользоваться, наблюдая за процессом приготовления пищи на кухне.

При выборе параметров жилых помещений учитываются антропометрические особенности человека, соответствующие данному функциональному процессу (параметры человека или группы людей, находящихся в различных позах и положениях в зависимости от условий, времени работы, отдыха и еды), номенклатура, вид мебели и оборудования, их габариты.

Размер кухни зависит от численного состава семьи. Минимальная длина — 2,7 м, ширина при однорядном расположении кухонного оборудования и мебели должна быть не менее 1,9 м, при двухрядном или угловом — 2,3 м.

Многолетней практикой отечественного и зарубежного строительства выработаны типовые решения санитарно-технических кабин заводского изготовления размером в плане 180×270 см с раздельным размещением санузла (рис. 1.12) и совмещенным, размером в плане 180×210 см. Перечисленные санитарно-технические кабины изготавливаются в гипсобетонном или асбестоцементном колпаке, установленном на железобетонном поддоне. Кроме санитарного оборудования в кабине смонтированы стояки канализации, холодного и горячего водоснабжения и вентиляционный блок с патрубком для подключения к вентиляционным каналам. Кабины устанавливаются на междуэтажные перекрытия, монтируется стык стояков, а отверстия в перекрытиях вокруг стояков замоноличиваются.

В нормах летних помещений (балконов, лоджий) учтены климатические особенности, функциональные процессы (отдых, сон и хозяйственная деятельность), размеры человека в различных положениях, габариты летней мебели, санитарно-технические нормы освещенности жилых помещений.

В жилых зданиях повышенной этажности ветровую нагрузку, в основном, несет фасад, поэтому при проектировании предусматриваются преимущественно лоджии с глухими ограждениями капитальных конструкций высотой 120 см на расстоянии 5—6 см от края плиты перекрытия.

Во II—III климатических районах на южных сторонах

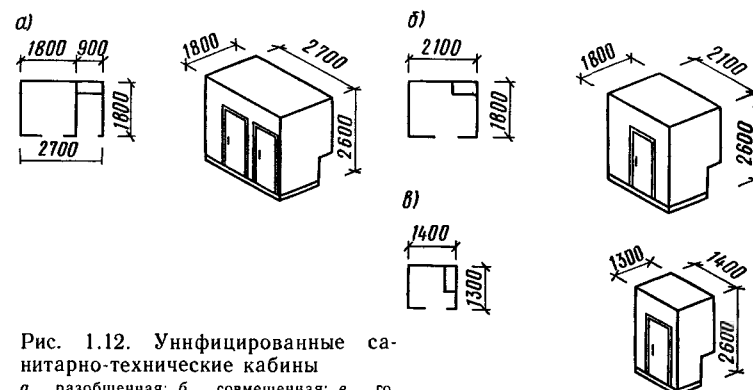


Рис. 1.12. Унифицированные санитарно-технические кабины
а — разобщенная; б — совмещенная; в — го-
стевап

и в IV климатическом районе на восточных и западных сторонах зданий в лоджиях следует устанавливать раздвижные или наклонно регулируемые, козырьковые, вертикально регулируемые и ячеистые солнцезащитные устройства.

Важное значение в создании комфорта квартир имеют осветительная, силовая, телефонная, радио- и телевизионная, сигнальная и пожарная сети. При проектировании осветительной сети рассчитывается один светильник на каждые 4—5 м². В общих комнатах и родительской спальне должны предусматриваться потолочная люстра, напольный торшер и настенные бра; в спальне для двоих подростков — потолочная люстра, настенные бра и настольные светильники; в кухнях — потолочный светильник, настенное бра и лампа дневного света над рабочим столом; в передних — потолочный светильник, настенное бра. При устройстве гардеробной, кладовой или помещения для любительских занятий необходимо предусматривать настенную лампу дневного света. Потолочные светильники могут быть стационарными, с переменной высотой и переменным подвесом (перемещением).

1.3. Планировочные приемы построения квартир

Однокомнатные квартиры общей площадью 28—30 м² рассчитываются на заселение одного человека и общей площадью 36—38 м² — на два человека. Построение однокомнатных квартир характеризуется проходом во все помещения из передней, может допускаться исключение

для квартир на одного человека, где в кухню допускается проход через общую комнату. Передние должны оборудоваться встроенными шкафами. Санитарные узлы — совмещенные. Кухни квартир на одного человека следует предусматривать площадью 6 м², при обосновании площадь может быть уменьшена до 5 м². Кухни квартир для двух человек следует предусматривать площадью не менее 7 м². Известное улучшение организации кухни достигается при площади, равной 8 м² и ширине 2,3 м с установкой двухрядного оборудования и отделения площади обеденного стола раздвижной перегородкой, открытой связью с общей комнатой (рис. 1.13).

Двухкомнатные квартиры в зависимости от положения в планировочной системе секции и дома могут иметь двухстороннюю или одностороннюю ориентацию, что значительно влияет на планировочную организацию квартиры. Оптимальным планировочным приемом построения двухкомнатной квартиры с односторонней ориентацией следует считать смежное размещение общей комнаты и кухни, имеющей изолированный проход через переднюю, спальную комнаты с санитарным узлом при блокировке его с кухней. Это обеспечивает подключение канализации и водоснабжения кухни к стоякам санитарного узла.

Планировочное построение двухкомнатной квартиры с двухсторонней ориентацией (угловая) по сравнению с рядовой имеет преимущества в дополнительной связи общей комнаты со спальней, возможностью объединения ее с одной стороны со спальней, с другой — с кухней-столовой, что при рациональном устройстве проемов в наружной стене создает панорамность обзора. Наличие шлюзового прохода при санитарном узле позволяет его оборудовать встроенными кладовыми для размещения в них гладильной доски, фотокинооборудования, слесарно-столярных инструментов с возможностью использования шлюзового помещения для досуга.

Планировочное построение двухкомнатной квартиры с двухсторонней ориентацией (широтная) позволяет исключить проникание шума в одну из комнат.

Планировочное построение трехкомнатной квартиры с односторонней ориентацией приводит к необходимости разблокировки санитарного узла с кухней и соединении его с двумя спальнями. Хотя СНиП не рекомендуются два санитарных узла в трехкомнатных квартирах, следует считать, что при совмещенном санитарном узле, размещенном в зоне спален, целесообразно в

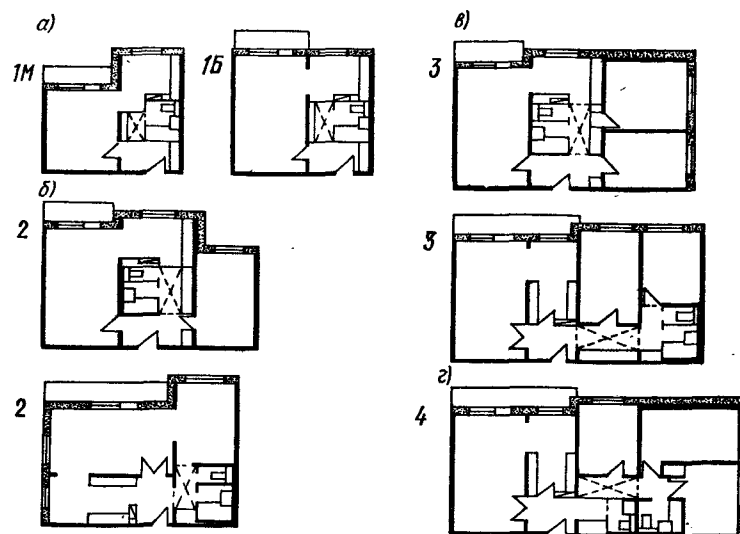


Рис. 1.13. Примеры планировочных решений квартир
а—однокомнатной; б—двухкомнатной; в—трехкомнатной; г—четырёхкомнатной

блокировке с кухней размещать уборную с умывальником. Это улучшит комфорт общей зоны квартиры.

Планировочные решения трехкомнатных квартир с двухсторонней ориентацией (угловой и широтной) повышают комфорт как при заблокированном положении санитарного узла с кухней (для угловой), так и при разблокированном их положении (для широтной).

Каркасно-панельные конструкции с ячейкой 6,6 × 6,6 м расширяют границы планировочных приемов построения квартир за счет гибкой планировки. При такой планировке жестко зафиксированы лишь места кухни и санитарного узла; сборные перегородки и шкафы, расставленные в вариантных планировках, образуют построения, соответствующие численному и возрастному составу семьи с учетом индивидуальных запросов жильцов (рис. 1.14).

В последнее десятилетие находит применение в проектировании жилья прием размещения квартир в двух уровнях с коммуникационными коридорами на 2 или 3 жилых этажах. СНиП разрешается устройство внутренних лестниц с забежными ступенями шириной 0,8 м на 18 подь-

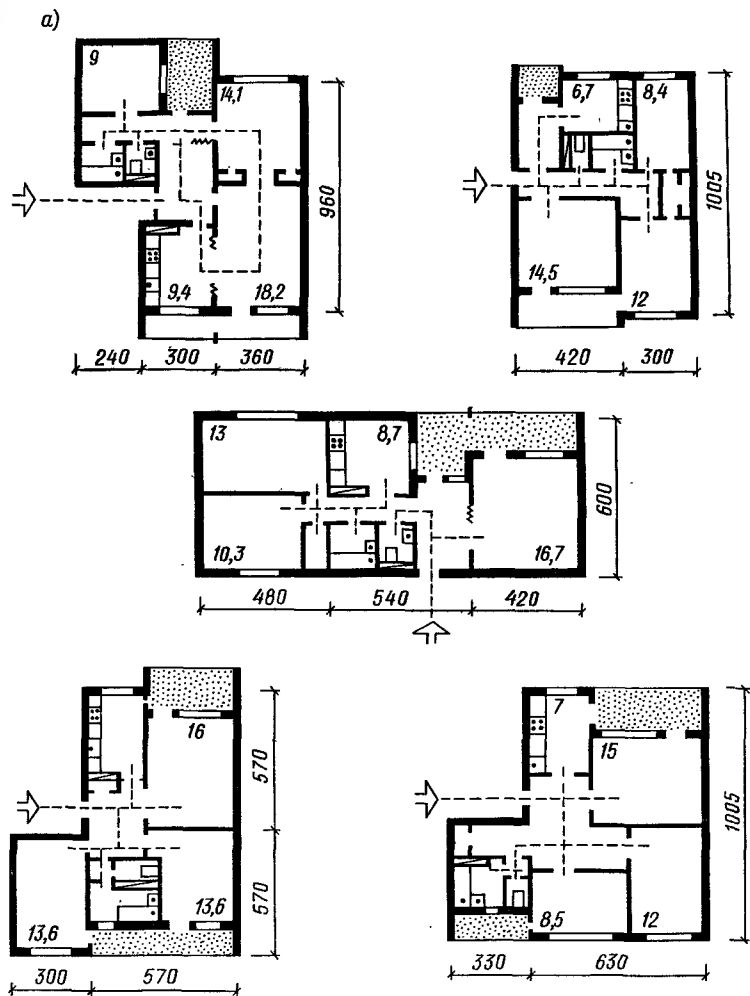
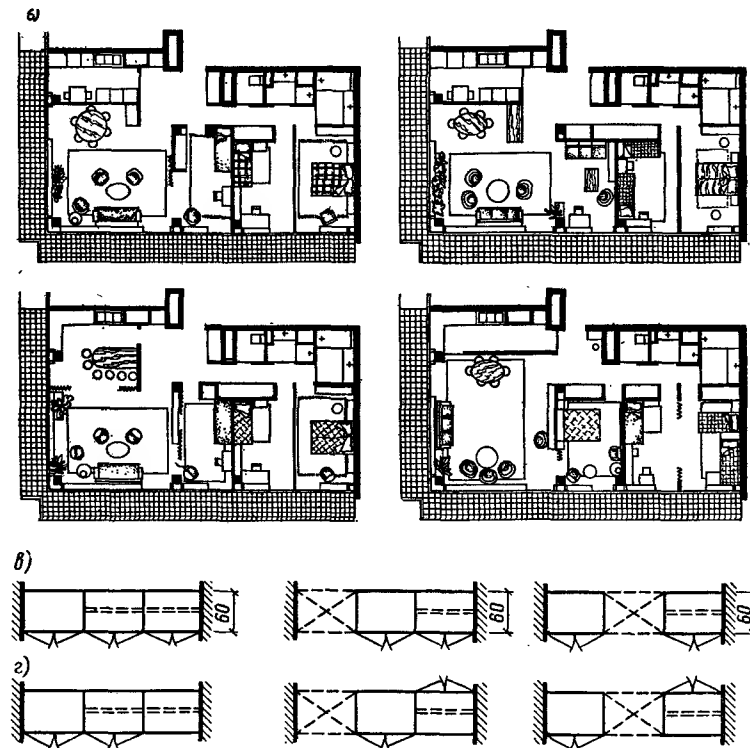


Рис. 1.14. Планы различных типов трехкомнатных квартир (а) со светлыми передними — холлами и светлыми ванными комнатами, и (б) с вариантной планировкой и шкафами-перегородками (с. 27)

в — шкафы однорядные, односторонние; г — шкафы однорядные, двусторонние

емов. Это значительно расширяет планировочные возможности компоновки квартир в двух уровнях. Многоэтажные здания большой протяженности целесообразно формировать из квартир в двух уровнях с ориентацией их на два противоположных горизонта. Это способствует уменьшению количества лестнично-лифтовых узлов по



сравнению с секционной системой, расширяет возможности гибкого формирования застройки и пластические возможности в поворотах корпусов.

Особый интерес представляет прием вариантной планировки квартир (см. рис. 1.14,б). Широкий шаг панельных конструкций позволяет путем различной установки встроенных шкафов, разделяющих отдельные комнаты, компоновать варианты планировок квартир как при строительстве, так и во время эксплуатации.

1.4. Планировочные, технические решения лестнично-лифтовых узлов

Габариты здания и особенно его высоту в значительной степени определяют нормы оснащения их лифтами. В СССР жилые дома в 10 и более этажей

должны быть снабжены двумя лифтами грузоподъемностью по 400 кг каждый, скоростью не менее 1 м/с. В мировой практике известны скоростные лифты скоростью 10 м/с и грузоподъемностью 1000—1500 кг. Четыре таких лифта обеспечивают нормальное формирование 40-этажного жилого дома с жилой площадью на этаже 300 м². В зарубежной практике применяются незадымляемые лифты. Для жилых зданий в 25 и более этажей лифты целесообразно распределять по этажам: один — с остановками на четных, другой — на нечетных этажах, или со всеми остановками, начиная с 10-го этажа, или со всеми остановками до 10-го этажа и далее остановки на 20, 30, 40-м этажах.

Возможны рекомендации следующих вариантов блокировки лифтов, площадок перед ними, расположение кабин и дверей (рис. 1.15). Применительно к пассажирским лифтам грузоподъемностью 630 и 400 кг со скоростью 1,6 м/с рекомендуется устанавливать четное количество лифтов. Это обеспечивает групповое обслуживание (электротехническое оборудование включает систему парного и группового управления) лифтами. Грузоподъемность лифтов для жилых зданий приведена в табл. 1.3.

Таблица 1.3. Грузоподъемность лифтов для жилых зданий

Грузоподъемность, кг	Вместимость кабины, чел.	Номинальная скорость, м/с	Высота подъема, м	Число остановок
400	5	1,0	60	16
		1,6	85	25
630	8	1,0	60	16
		1,6	85	25

Табл. 1.3 составлена исходя из расчетного пятиминутного пассажиропотока интенсивностью 3% количества обслуживаемых жильцов. Время ожидания 90—100 с (максимально допускаемое 120 с). Лифты грузоподъемностью 630 кг приняты с кабиной 120×200 см, позволяющей перевозить крупногабаритную мебель и больных на носилках.

Количество лестничных клеток, их конфигурация в значительной степени зависят от принятого объемно-планировочного приема построения здания, но при всех случаях лестница должна быть светлой, т. е. размещаться у наружной стены, служить путем эвакуации людей,

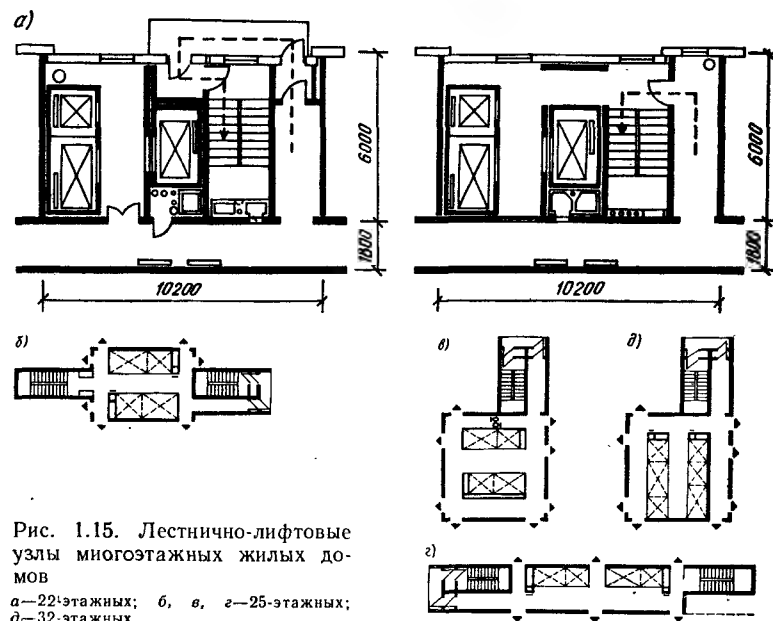


Рис. 1.15. Лестнично-лифтовые узлы многоэтажных жилых домов

а — 22-этажный; б, в, г — 25-этажных; д — 32-этажных

быть незадымляемой и иметь ширину не менее 220 см, т. е. с маршами шириной 105 см и зазором между ними 10 см. Ступени должны предусматриваться с отношением высоты подъема к проступи 1 : 2, т. е. 15×30 см. Когда жилая площадь этажа или секции превышает 300 м², рекомендуется устанавливать две лестницы на расстоянии более 12 м друг от друга.

Планировочное решение лестнично-лифтового узла должно включать размещение не только лифтов и лестниц, но и мусоропроводов, главных стояков инженерно-технического обеспечения здания, поэтажных электропанелей и пожарных шкафов, вентиляционных блоков. Учитывая значительную длину вертикального ствола мусоропровода и большой поток отходов, поступающих от большого числа квартир, количество стволов мусоропровода должно быть не менее двух. При блокировке 16—25-этажных жилых зданий в группу домов или сложный комплекс, сочетающий жилые и общественные здания, целесообразно предусматривать систему пневматического мусороудаления взамен мусоросборных камер и подъездных дорог к ним. Стволы мусорокамер должны быть дымо- и воздухопроницаемыми и выполнены из асбестоцемент-

ных безнапорных труб диаметром 400 мм. Учитывая уровень шума, возникающий при эксплуатации мусоропроводов, размещение их должно производиться вне жилых квартир. Мусоросборные камеры должны рассчитываться с учетом размещения и нормального обслуживания стандартных контейнеров (750 кг суточного накопления), средств для их перемещения и санитарно-технического оборудования. Полная высота мусоросборной камеры должна быть не менее 2,2 м, высота дошибера, перекрывающего ствол мусоропровода, — 1,35 м. Стены и пол мусорокамеры должны быть облицованы керамической плиткой, а потолок окрашен масляной краской, это позволяет их мыть во время эксплуатации. Для стока воды пол проектируется с уклоном 0,01% и предусматривается приямок. Размещение мусоропроводов в планировке жилых домов должно учитывать удобство пользования ими, а в первом этаже — подъезда автомашин к мусорокамерам.

1.5. Архитектурно-планировочные решения первых нежилых этажей

Важное значение в планировке первого этажа имеет вестибюльная группа помещений, включающая, кроме колясочной, помещение для установки абонентских почтовых ящиков, которые должны размещаться в положении, одинаково удобном как для жильцов, так и для почтальонов при раскладке корреспонденции.

Во встроенных или встроенно-пристроенных помещениях нижних этажей жилого дома повышенной этажности следует размещать учреждения бытового обслуживания и торговли. Это позволит не только обеспечить нормируемый уровень обслуживания жильцов дома, комплексность строительства и эксплуатации, но и повысить архитектурную значимость, композиционно-художественное качество здания, придать ему индивидуальный характер в застройке (рис. 1.16). При проектировании таких домов необходимо предусматривать подвесные акустические потолки между нежилыми и жилыми этажами либо технические этажи. Однако сочетание нежилых помещений различного назначения с жильем может быть более развитым и многоуровневым. В зависимости от конкретных градостроительных ситуаций различен функциональный состав и форма зонирования

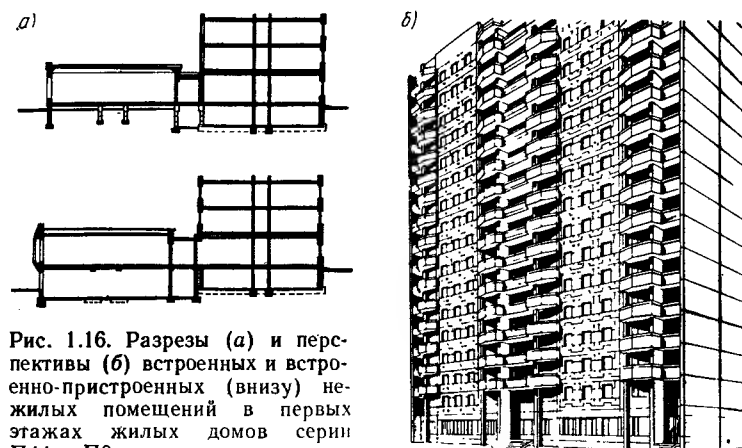


Рис. 1.16. Разрезы (а) и перспективы (б) встроенных и встроенно-пристроенных (внизу) нежилых помещений в первых этажах жилых домов серии П44 и ПЗ



многофункционального жилого здания. Так, детские групповые помещения могут размещаться на первом этаже, средних этажах здания и на кровле.

Приведенный на рис. 1.17 пример объемно-планиро-

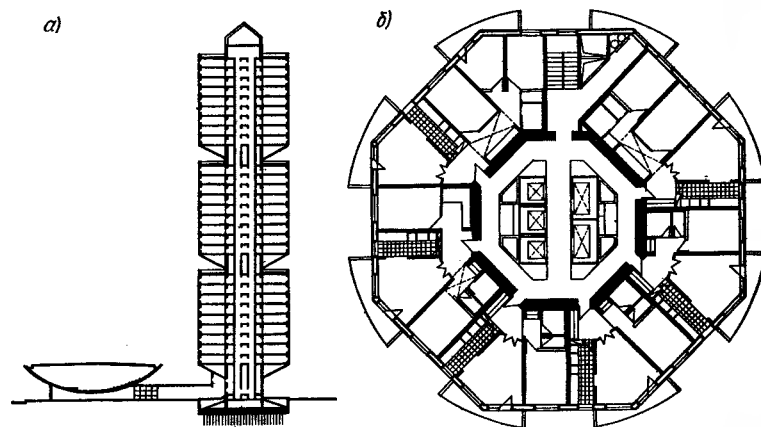


Рис. 1.17. 30-этажный жилой дом
а — общий вид; б — план

вочного решения 30-этажного здания с монолитным ядром и тремя чашеобразными опорными элементами для 9-этажных ярусов, составленных из крупнопанельных конструкций по Единому московскому каталогу, с последующим подъемом их и закреплением на ядре жесткости, иллюстрирует совмещение многих функций в одном здании, а также возможность устройства теплой лестницы с воздушными переходами на 10 и 20-м этажах.

1.6. Санитарно-технические требования к жилым зданиям

При проектировании жилых зданий следует обеспечивать 3-часовой инсоляцией все квартиры, окна которых выходят на освещенную часть сектора горизонта от 50 до 310°.

При двусторонней ориентации жилых комнат квартир на затененный сектор допускается ориентировать не более одной комнаты двух- и трехкомнатных квартир; двух комнат — четырех- и пятикомнатных квартир.

Естественное освещение должны иметь все жилые комнаты и кухни из расчета отношения площади световых проемов к площади комнат и кухонь в пределах от 1:5 до 1:8. За расчетную площадь светового проема принимается площадь остекленной части окон и балконных дверей. Окраска или оклейка

обоями жилых помещений должна производиться с учетом ориентации помещений: на север — светлыми красками теплых тонов, на юг — холодных тонов.

Общие коридоры длиной более 12 м должны обеспечиваться естественным освещением и проветриванием, а площадь окон должна быть не менее 1:16 площади пола коридора. Наибольшая длина коридоров, освещенных с одного торца, должна составлять 20 м, при освещении с двух торцов — 48 м, при большей длине через каждые 20 м необходимо устраивать световые карманы (холлы).

Жилые квартиры должны обеспечиваться сквозным или угловым проветриванием; допускается проветривание односторонне расположенных одно- и двухкомнатных квартир через лестничную клетку — при этом таких квартир должно быть на этаже не более двух.

В жилых домах повышенной этажности должна предусматриваться электрификация кухонного оборудования.

Из помещений кухонь и санитарных узлов должна предусматриваться вытяжная вентиляция через каналы с естественным побуждением, при этом допускается объединение каналов одной квартиры (табл. 1.4).

Таблица 1.4. Расчетные температуры и кратности воздухообмена в помещениях жилых зданий

Вид помещения	Температура внутреннего воздуха $t_{вн}$, °C	Вытяжка, $m^3/ч$ на 1 m^2 площади
Жилая комната	18	3
Кухня	15	60
Ванная	25	50
Вестибюль, лестничная клетка	18	—
Машинное помещение лифтов, мусорокамера	5	1
Нежилые первые этажи с учреждениями бытового обслуживания	18	3

Санитарно-гигиенические качества жилища оцениваются также степенью защиты его от шума. Для защиты квартир от шума внутреннего оборудования в первую очередь следует использовать планировочные средства, например, выделять в изолированную зону лифтовые шахты, мусоропроводы, лестницы, инженерные стояки. Санитарные узлы и кухни квартир следует размещать в смежном положении с лестнично-лифтовым

узелом. Для снижения уровня шума необходимо использовать уплотнители в притворах дверей, окон, шумоглушители в окнах, звукопоглощающие экраны ограждений лоджий, заделку сквозных отверстий скрытой электропроводки и стыков между внутренними конструкциями. Уровень шума, проникающего в жилые помещения в ночное время (с 23 до 7 ч), не должен превышать 30 дБ, в дневное время (с 7 до 23 ч) — 40 дБ.

Звукоизоляция ограждающих конструкций зданий может определяться измерением звукоизолирующей способности конструкций и сравнением ее с нормативной. Полученные данные не должны превышать индексы изоляции воздушного шума ограждающих конструкций I_v и индексы приведенного уровня ударного шума под перекрытием I_y более чем на 2—8 дБ (табл. 1.5).
Таблица 1.5. Нормы звукоизоляции ограждающих конструкций жилых зданий

Ограждающие конструкции жилых зданий	Индекс изоляции шума, дБ	
	воздушного I_v	ударного I_y
Перекрытия между помещениями квартир	50	67
Перекрытия между помещениями квартир и чердаком	47	—
Перекрытия между помещениями квартир и первыми нежилыми этажами	55	67
Перекрытия между помещениями квартир и над ними шумными помещениями	60	67
Стены и перегородки между квартирами	50	—
Стены между помещениями квартир и шумными помещениями	60	—
Перегородки между комнатами в квартире	41	—
Входящие двери квартир, выходящие в лестничные клетки и вестибюли	30	—
Стены и перекрытия, отделяющие помещения культурно-бытового обслуживания общественных от помещений общего пользования	45	—

При проектировании новых ограждающих конструкций расчет звукоизоляции ($L_{A, \text{пом}}$) производится по формуле

$$L_{A, \text{пом}} = L_{A, \text{тер}} - \Delta L_{A, \text{ок}},$$

где $L_{A, \text{тер}}$ — уровень звука в 2 м от ограждающих конструкций объекта (для магистральных улиц и дорог городского значения — 86 дБ, для улиц с жилой застройкой — 73 дБ); $\Delta L_{A, \text{ок}}$ — снижение уровня звука конструкцией окна, защищаемого от шума (для раз-

дельно-сближенных окон — 28 дБ, для раздельных — 32 дБ), см. табл. 31 СНиП II-12-77.

Общие требования и методика расчетов по защите от шума приведены в СНиП II-12-77 (Защита от шума).

1.7. Противопожарные требования к жилым зданиям

Жилые здания повышенной этажности должны иметь первую степень огнестойкости (СНиП 2.01.02-85).

Суммарную ширину лестничных маршей, дверей и проходов на путях эвакуации следует принимать из расчета 60 см на каждые 100 человек. Наименьшую ширину эвакуационных лестничных маршей допускается принимать равной 1,05 м, лестничных площадок — 1,2 м. Количество ступеней (подъемов) в одном марше должно быть не менее 3 и не более 18. Устройство винтовых лестниц на путях эвакуации не допускается.

В односекционных 16—25-этажных домах с жилой площадью на этаже до 300 м² следует размещать одну незадымляемую лестницу, в секционных и коридорных домах — две лестницы. При этом все квартиры должны иметь лоджии или балконы с простенком шириной не менее 1,2 м. Лоджии и балконы должны иметь ограждения высотой 1,2 м.

Незадымляемые лестничные клетки в пределах первого этажа должны иметь выходы непосредственно на улицу, а в вестибюль через тамбур-шлюз.

Незадымляемость вторых лестниц может обеспечиваться рассечкой — стеной огнестойкостью не менее 0,75 ч, размещенной между маршами в середине здания с раздельным подпором воздуха в каждую зону (рис. 1.18). Защита многоэтажных жилых зданий от дыма при пожаре осуществляется с помощью вентиляционных устройств, которые создают избыточное давление воздуха подпором в шахты лифтов, в лестничные клетки с рассечками (незадымляемые лестничные клетки не нуждаются в подпоре) в направлении с верхних в нижние этажи. Эффективность подпора зависит от наличия уплотнений в притворах квартирных дверей и дверей (самозакрывающихся) в стенах, ограждающих лифтовой холл. Подпором воздуха в шахты лифтов и лестничных клеток преследуется цель заглушить пожар на пути эвакуации людей. Противопожарная защита состоит также в удалении дыма из коридоров на этаже

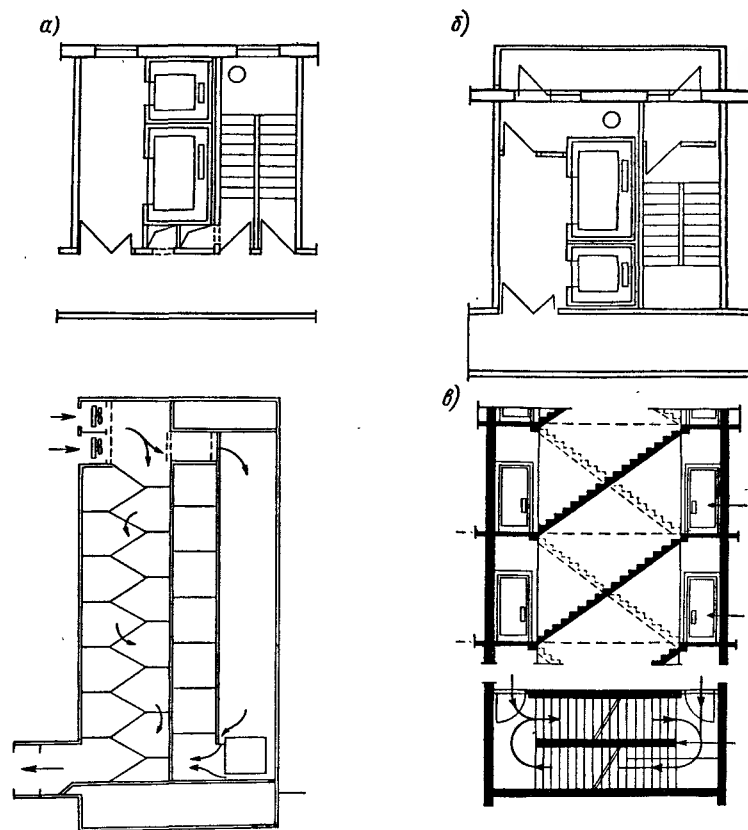


Рис. 1.18. Схема лестнично-лифтового узла

а—с незадымляемой лестницей (подпором воздуха в две зоны); б—с незадымляемой лестницей («холодным» переходом) 16—17-этажных жилых домов; в—с рассечкой-стенной между маршами

(или этажах), где возник пожар, через шахты дымоудаления в направлении с нижних этажей в верхние и транзитом через кровлю наружу. Это мероприятие направлено на уменьшение концентрации или исключения задымления коридоров.

1.8. Современное состояние, тенденции развития проектирования и строительства общественных и административных зданий

Научно-технический прогресс и градостроительные задачи по застройке центров крупных городов приводят к необходимости проектирования и строительства многоэтажных административных, гостиничных, лечебных и других зданий. В настоящее время в крупных городах СССР построено большое количество 25—30-этажных зданий. При этом разнообразие типов зданий дополнено и различием конструктивных решений: панельных, каркасных, монолитных (рис. 1.19—1.22).

С ростом городов и реконструкцией центральных районов также возникает необходимость создания пространственных композиций застройки с контрастными градациями по этажности. 25—40-этажным зданиям отводится роль архитектурных украшений магистралей, районов или даже городов, их целесообразно размещать также на периферийных пригородных территориях с богатыми лесными массивами, а также при застройке районов с хорошими грунтовыми условиями (например, со скальными грунтами).

Зарубежная строительная практика богата разнообразием



Рис. 1.19. Общий вид 22-этажной крупнопанельной гостиницы «Салют» (Москва)

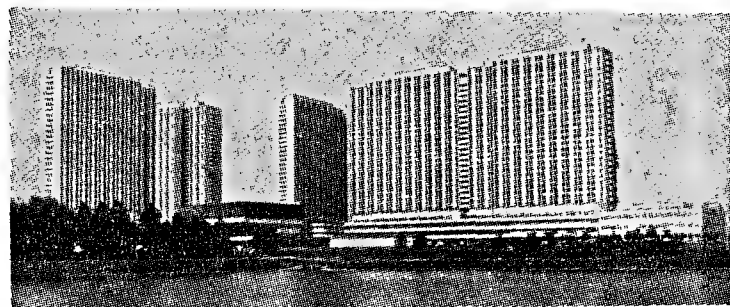
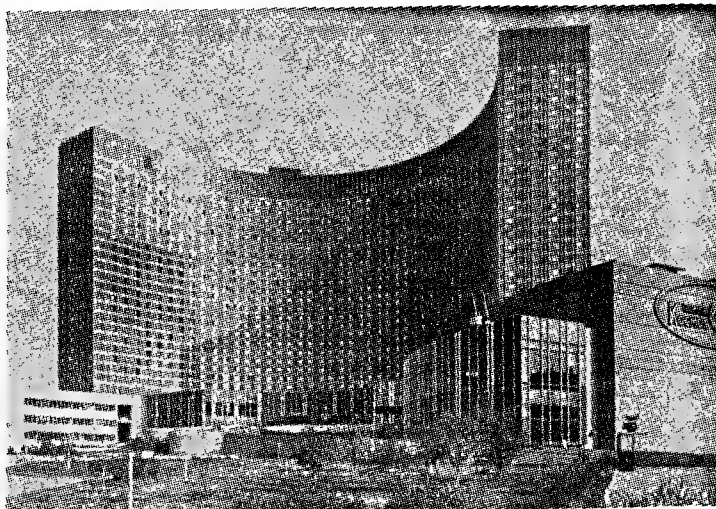


Рис. 1.20. Гостиницы

вверху—общий вид 25-этажной монолитной гостиницы «Космос» (Москва), внизу—общий вид 25-этажной каркасно-панельной гостиницы «Измайлово» (Москва)

разием зданий повышенной этажности, различными объемно-планировочными, функциональными решениями и конструктивными схемами. Как правило, из монолитных и сборно-монолитных конструкций строятся здания до 50 этажей, а здания высотой в 100—110 этажей строятся в металлическом каркасе. Применение металлического каркаса, в основном, обосновано ограниченными техническими возможностями монтажных механизмов при возведении зданий.

Акцентная значимость зданий повышенной этажности



Рис. 1.21. Общий вид 25-этажного жилого дома с монолитным ядром жесткости в сочетании с каркасно-панельными конструкциями



Рис. 1.22. Общий вид 26-этажных административных зданий

обуславливает индивидуальную характеристику объемно-планировочных и пластических решений. Это требование в большей или меньшей степени вступает в противоречие с индивидуальными способами строительства зданий, особенно крупнопанельных. Эти противоречия разрешаются проектированием с помощью Единого каталога унифицированных изделий в сочетании со систематизацией архитектурно-планировочных решений. В практике отечественного проектирования и строительства много зданий возводится промышленными методами и вместе с тем они имеют свой индивидуальный облик. К их числу следует отнести 25-этажные жилые и общественные здания Москвы (рис. 1.21, 1.22).

Выбор общей формы объемно-планировочного решения зданий повышенной этажности производится с учетом площади участка застройки, рельефа местности, условий инсоляции, функционального содержания и технологии. Немаловажным фактором в проектировании зданий является его общая форма. При высоте здания 100 м и более разные формы по-разному воспринимают нагрузки от ветра. Так, круглая и квадратная формы зданий в плане предпочтительны по сравнению с Г- и П-образными формами.

1.9. Общие и архитектурно-планировочные требования к административным зданиям и зданиям государственного управления

Архитектурно-планировочные решения административных зданий государственного управления должны соответствовать градостроительному значению их в системе застройки городов. Объемно-планировочные, конструктивные и инженерно-технические решения общественных зданий принимаются с учетом природно-климатических, демографических, национально-бытовых и других требований СНиП 2.08.2-85.

Общая площадь зданий определяется функциональным назначением и рассчитывается как сумма рабочих площадей, коридоров и помещений вспомогательно-технического назначения, а объем его — как сумма объемов подземной и надземной частей, рассчитанных умножением площади горизонтального сечения по внешнему обводу на уровне первого этажа на высоту здания до верха теплоизоляции чердака. Высоту надземных этажей следует принимать равной 3,3 м, залов площадью более 300 м² — 3,6—4,2 м, т. е. кратно модулю (600 мм).

Количество лифтов определяется в зависимости от этажности, функционального назначения, общей площади этажа и количества людей, постоянно находящихся на этаже (табл. 1.6).

Таблица 1.6. Типы лифтов для общественных зданий

Грузоподъемность, кг	Вместимость кабины, чел.	Номинальная скорость, м/с	Высота подъема, м	Число остановок	Грузоподъемность, кг	Вместимость кабины, чел.	Номинальная скорость, м/с	Высота подъема, м	Число остановок
400	5	0,63	70	10	1000	12	1,6	150	30
630	8	1,0	45	10	1250	15	1,0	45	10
		1,6	65	16			1,6	65	16
800	10	1,0	45	10			2,5	100	25
		1,6	65	16			4,0	150	25
		2,5	100	25	1600	20	2,5	100	25
1000	12	1,0	45	10			4,0	150	25
		1,6	65	16	1600*	20	1,0	45	10
		2,5	100	25			1,6	65	16
		4,0	150	25					

* Лифты лечебно-профилактических зданий.

В строительстве зданий повышенной этажности широкое применение находят лифтовые шахты, построенные снаружи здания в виде эркеров. Этот прием исключает задымляемость лифтовых шахт и обеспечивает возможность включения лифтов в систему путей эвакуации.

Количество лестниц и их суммарную ширину, а также ширину коридора принимают из расчета 60 см на каждые 100 чел.

1.10. Влияние функциональных и технологических связей на планировочную структуру зданий

Объемно-планировочное решение общественных зданий в значительной степени определяется функциональным назначением, функциональными связями отдельных частей и помещений зданий и технологией делового процесса. К числу частей, формирующих здания в целом, следует отнести деловые помещения, лестнично-лифтовые узлы, вертикальные и горизонтальные инженерно-технические коммуникационные узлы, подсобные службы и помещения. Взаимное размещение перечисленных частей определяется функциональным назначением здания и соответствующей этому назначению технологической схемой. Различают линейные, замкнутые (кольцевые) и смешанные технологические схемы (рис. 1.23).

Линейные схемы технологии производства типичны для банков, учреждений связи, почты и т. п. По кольцевой технологической схеме функционируют научно-исследовательские, проектно-конструкторские и другие подобные учреждения. Смешанные схемы преобладают в административных учреждениях и министерствах.

В ряде административных зданий комбинируются две или три перечисленные технологические схемы, причем технологические потоки могут двигаться как по горизонтальному, так и по вертикальному направлению. Например, технологическая схема здания Центрального статистического управления строится путем поступления всех исходных данных в приемную группу, размещенную в верхней части здания с последующим распределением обработки данных в нижних этажах и выходом результатов информации в первых этажах (рис. 1.24). Таково объемно-планировочное решение 23-этажного здания вычислительного центра ЦСУ СССР в Москве, группа верхних этажей которого принята с высотой

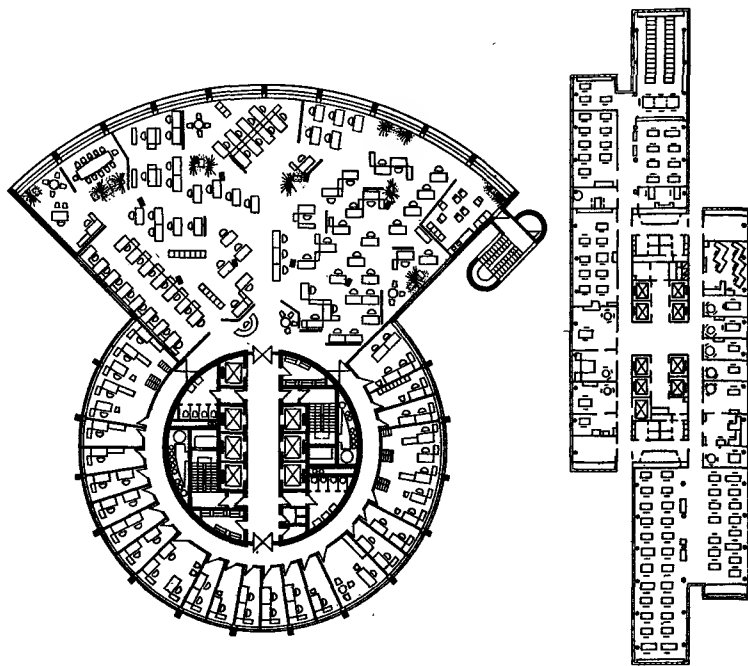


Рис. 1.23. Примеры планов зданий с различными технологическими схемами

помещений 6 м (для расстановки крупногабаритного оборудования) и группы нижних этажей с высотой помещений 3,3 м.

Примером совмещенной технологической схемы может служить здание Комитета стандартов, сформированное из центрального корпуса управления и корпусов, радиально размещенных вокруг него.

Линейные схемы технологических процессов наиболее удачно вписываются в прямоугольные формы планов, замкнутые и кольцевые схемы — в квадратные и круглые формы планов, а совмещенные схемы вписываются в крестообразные, трехлучевые формы планов, а также в развитую систему многочастных объемов, соединенных между собой коммуникационными связями.

На планировку зданий существенное влияние оказывают габариты и размещение технологического оборудования (в том числе мебели), которые образуют отдельные



Рис. 1.24. Общий вид вычислительного центра

группы общего технологического процесса. Каждой такой группе соответствует свое оборудование, которое должно быть подключено к сети электроснабжения (для настольных светильников и пишущих или счетных машин), к сети слаботочных устройств (телефона, радио), к сетям водоснабжения и канализации, воздуховодам и т. п. Оснащение техническими средствами рабочих мест постоянно увеличивается и должна быть обеспечена возможность перестановки или перегруппировки оборудования, поэтому междуэтажные перекрытия зданий делового

назначения строятся с «фальш»-полом, т. е. двойным перекрытием, в полости которого прокладываются все инженерно-технические коммуникации. Подключение оборудования в любом месте обеспечивается вскрытием плитки «фальш»-пола. Конструкции «фальш»-пола состоят из циклопических стоек (опорная часть стоек раскручивается по нарезке до требуемого уровня и закрепляется фиксатором) и плиток пола размером 600 × 600 мм.

Инженерное оборудование рабочих мест может быть дополнено индивидуальным кондиционером. В этом случае он подключается к общей сети электроснабжения. Кроме того, в зависимости от климатических условий и характера делового процесса может предусматриваться общее кондиционирование помещений или отдельных групп помещений. В этом случае воздухопроводы размещаются в подвесных подшивных потолках. Эти потолки сборные, заводского изготовления и удобны в эксплуатации. Устройство алюминиевых потолков начинается с монтажа направляющих опорных профилей, подвешенных к железобетонным перекрытиям, затем подвески к ним, алюминиевых или из прессованного картона щитов с модулем 600 × 600 мм. В пределах потолка размещаются светильники, а на опорные конструкции укладываются воздухопроводы вентиляции.

1.11. Объемно-пространственные и планировочные решения первых этажей

В первых этажах общественных зданий обычно размещается много помещений разнородного назначения, связанных с основным назначением здания и дополняющих его за счет помещений зального характера. Часто с этими помещениями соседствуют предприятия торговли, культурно-бытового и коммунального обслуживания (включая гаражи-стоянки, тепловые пункты и другие инженерно-технические службы). Как правило, перечисленные помещения размещаются в подземном пространстве и в нескольких этажах. Наиболее часто в первых и подземных этажах административных и общественных зданий большой этажности располагаются обеденные залы со всеми сопутствующими помещениями, кино- и лекционные залы, гардеробные, склады инвентаря и оборудования, подсобные мастерские, библиотеки с читальными залами и т. п. Так как основные несущие

конструкции высотной части здания (колонны, ядра и стенки жесткости) должны непрерывно доходить до фундаментов, то зальные помещения с большими пролетами чаще всего располагаются в стилобатной части здания. Это облегчает организацию автономного использования этих помещений, в случае появления такой необходимости в процессе эксплуатации здания или при изменении его функционального назначения.

1.12. Проектирование лечебно-профилактических зданий

Больницы, поликлиники, санатории, профилактории и другие учреждения здравоохранения в силу специфики функциональных, санитарно-технических и технологических требований отличаются от других общественных зданий по объемно-планировочным и конструктивным параметрам.

Этажность зданий здравоохранения определяется медико-технологическими, технико-экономическими и градостроительными особенностями. Нормами проектирования рекомендуется строить здания здравоохранения высотой до 9 этажей. Между тем практика проектирования и строительства подтвердила целесообразность строительства 16-этажных, а в отдельных случаях 25-этажных лечебных зданий. Состав отделений (блоков, корпусов) устанавливается в зависимости от профиля, общей мощности комплекса с учетом строительных норм и правил СНиП II-69-78.

Высоту этажей зданий лечебно-профилактических учреждений рекомендуется принимать равной 3,3 м, ширину кабинетов врачей — 2,4 м, коридоров — 2 м, при одностороннем расположении кабинетов — 2,8 м, при двустороннем — 3,2 м, процедурных кабинетов — 4 м, операционных — 5 м. Глубина всех помещений не должна превышать 6 м. Коридоры через каждые 30 м разделяются несгораемыми перегородками с samozакрывающимися дверями. Ширина дверей должна быть 1,1 м, на путях эвакуации — 1,2 м, ширина лестницы — не менее 1,35 м.

Количество санитарных узлов следует принимать из расчета один на 15 мужских и 10 женских мест; размер кабины 1,1 × 1,6 м при открывании дверей наружу.

Освещение основных помещений лечебно-профилактических учреждений должно быть естественным. Отношение

площади окон к площади пола для помещений специального назначения (операционных и др.) колеблется от 1:4 до 1:5, палат — 1:5—1:6, остальных помещений — 1:7—1:8. Палаты ориентируются на юг, юго-восток и восток, операционные — на север, северо-восток и северо-запад. Искусственное освещение допускается в душевых, уборных, ваннных и помещениях гигиены.

Проветривание большинства помещений естественное, в операционных, реанимационных, наркозных, послеоперационных, родовых, послеродовых и других специальных помещениях рекомендуется кондиционирование воздуха. Снабжение медицинским кислородом, закисью азота производится централизованно, от станций, имеющих емкости с пятисуточным запасом кислорода. Для транспортировки кислорода применяются медные трубы, для закиси азота — из нержавеющей стали.

Стены операционных, родовых и лечебных помещений на всю высоту облицовываются глазурованными плитками, стены остальных помещений покрываются краской, допускающей влажную очистку от пыли. Окраска должна быть матовой, светлых тонов. Полы в учреждениях здравоохранения должны исключать возможность накопления статического электричества, удовлетворять требованиям стойкости против химических, механических воздействий и быть легко очищаемыми. Для удаления мусора, отходов должны предусматриваться мусоропроводы с клапанами (и тамбурами для них) на каждом этаже, количество стволов определяют из расчета суточного накопления мусора 750 кг с 250 м² полезной площади этажа. На территории лечебных учреждений следует предусматривать мусоросжигательные печи с размещением их на расстоянии более 30 м от корпусов с палатами. Кроме того, следует предусматривать централизованную пылесосную установку. При работе в палатах шум от установки не должен превышать 45 дБ. Лечебно-профилактические здания оборудуются особыми лифтами (см. табл. 1.6).

В качестве удачного примера строительства 25-этажного лечебного здания может служить Всесоюзный онкологический центр, построенный в Москве. Композиция комплекса основана на остроконтрастном соединении 25-этажной башни и двух протяженных (около 600 м) 5—7-этажных зданий. Проектом предусматривается чет-

кое функциональное зонирование как отдельных сооружений центра, так и служб, объединенных в одном корпусе. Так, подразделения, имеющие наибольшие внешние контакты (зона «А») — приемное отделение, поликлиника, гостиница, пансионат для иногородных больных, административные службы размещаются вдоль всего главного фасада здания, обращенного на магистраль. В корпусе (зона «Б»), соединяющем клиническую высотную часть с зоной «А» и обращенном в сторону парка, размещаются подразделения, обеспечивающие лечебно-диагностический процесс и научно-исследовательскую работу.

В высотном корпусе располагается стационарная клиника на 800 коек. В нижних пяти этажах размещаются помещения для специальных медицинских исследований, лаборатории, центральная стерилизационная, аптека и др. Подвал, 6 и 24-й этажи являются техническими помещениями, 25-й этаж предназначен

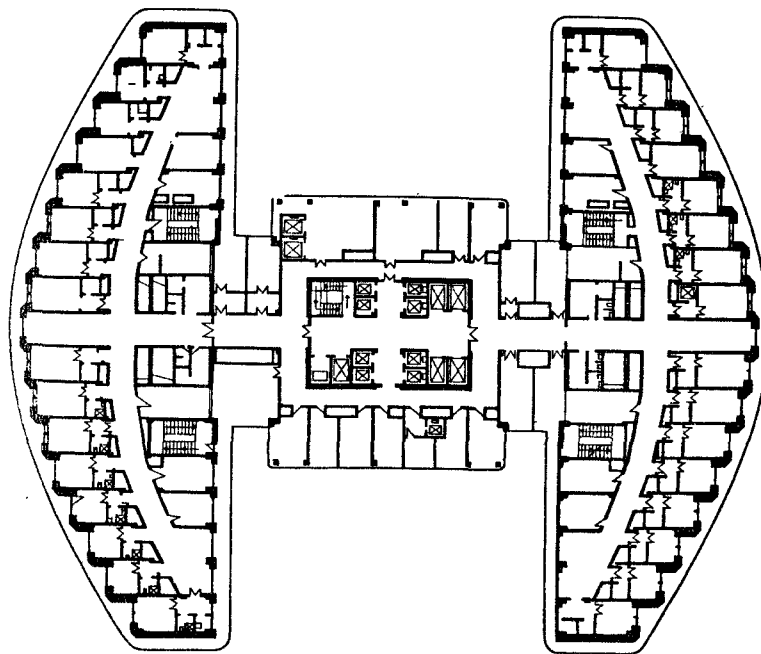


Рис. 1.25. План типового этажа высотной части Онкологического центра (Москва)

для машинного отделения. Остальные этажи, начиная с 7-го, отведены под палатные отделения (16 отделений по 50 коек) (рис. 1.25).

Башня скомпонована из двух почти полукруглых в плане крыльев, охватывающих с обеих сторон центральный блок, в который входят группа лифтов (6 грузовых и 8 пассажирских) и рабочие помещения. Это позволило сделать палатные помещения непроходимыми, максимально сократить горизонтальные пути движения персонала и больных, обеспечить удобную связь со всеми остальными службами клиники.

Одно- и двухместные палаты располагаются по периметру здания. В центре каждого этажа сосредоточено около 20 рабочих помещений: кабинеты диагностики, процедурные, перевязочные, буфеты, комнаты заведующего отделением, научных сотрудников, медицинских сестер и др. Набор таких помещений типичен для каждого палатного отделения на всех 16 этажах. В зависимости от профиля работы отделения поэтажное назначение комнат и кабинетов варьируется.

В соответствии с противопожарными нормами в высотном здании предусмотрены две незадымляемые лестницы, необходимые для эвакуации людей. Они связывают все этажи, соединены с балконами, опоясывающими всю высоту периметра здания, и имеют выход непосредственно на улицу. Выходы на балконы предусмотрены из всех помещений здания.

1.13. Объемно-планировочные решения зданий санаториев

Размещение санаториев, их объемно-планировочное решение следует производить в соответствии с генеральным планом и детальной планировкой курортов. Хотя СНиП II-70-74 регламентирует высоту санаториев от 9 до 16 этажей, практика проектирования и строительства показала целесообразность в отдельных случаях повышать высоту зданий до 22—25 этажей. В основном это продиктовано природными, грунтовыми, градостроительными и экономическими условиями.

В состав функциональных групп санаториев входят следующие помещения: приемно-вестибюльные, спальные, лечебно-диагностические, общественного питания, куль-

турно-массовые, спортивные, административные, хозяйственные.

Как правило, спальный корпус проектируется высоким; он совмещается с административными помещениями и выделяется в изолированный корпус с блокировкой его с лечебными корпусами, общественного питания и спортивно-зрелищными.

Спальные помещения высотой 3,3 м следует размещать в надземном помещении. В цокольном этаже при наличии окон, размещенных над уровнем земли, рекомендуется размещение вестибюлей, административных, бытовых, производственных помещений, столовых и (по согласованию с СЭС) помещений лечебно-диагностического назначения. При блокировке спальных корпусов с корпусами лечебно-диагностическими, общественного питания и культурно-массового отдыха соединение их осуществляется отопливаемыми переходами.

Высоту водогрейных, физкультурных залов принимают равной не менее 3,9 м. Количество и площадь помещений в зависимости от категории санатория рекомендуется принимать по табл. 4 СНиП II-70-74.

Условия комфортности, параметры спальных комнат санаториев, санитарно-технические требования, предъявляемые к ним, аналогичны гостиничным.

1.14. Проектирование и строительство гостиниц

Проектирование и строительство гостиниц определяется потребностью в них и экономическими возможностями государства. Бурное развитие средств транспорта, особенно автомобильного и авиационного, оживление международной торговли, культурных связей между странами и туризм привели к необходимости широкого гостиничного строительства и развитию этого вида комфортного обслуживания людей. Гостиницы бывают ведомственные, специальные для совещаний, туристические, мотели, кемпинги, курортные, для транзитных пассажиров, для спортсменов. На современном этапе развития мирового гостиничного строительства различия в классификации настолько велики, что приходится ограничиваться следующей принципиальной схемой организации гостиниц разной вместимости и разряда (рис. 1.26).

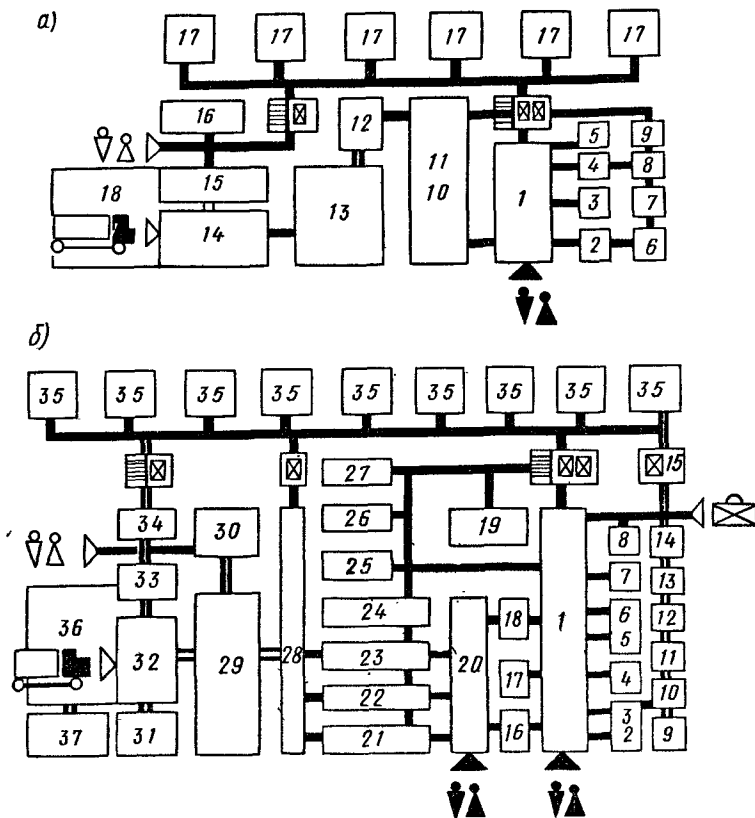


Рис. 1.26. Схемы гостиниц

а — план гостиницы малой вместимости и среднего уровня комфортности; 1 — вестибюль; 2 — администратор; 3 — парикмахерская; 4 — гардероб; 5 — санитарные узлы; 6 — дирекция; 7 — бухгалтерия; 8 — камера хранения; 9 — комната общественных организаций; 10 — кафе (ресторан); 11 — буфет; 12 — раздаточная; 13 — производственные помещения пищеблока; 14 — склады; 15 — ремонтные мастерские; 16 — помещения персонала; 17 — номера; 18 — хозяйственный двор; б — план гостиницы большой вместимости и высшего уровня комфортности; 1 — вестибюль; 2 — администратор; 3 — портье; 4 — отделение связи; 5 — сберкасса; 6 — отделение банка; 7 — бюро обслуживания; 8 — помещения швейцаров; 9 — отдел кадров; 10 — дирекция; 11 — бухгалтерия; 12 — комната общественных организаций; 13 — служебные помещения; 14 — красный уголок; 15 — помещение разборки и сортировки багажа; 16 — гардероб и камера хранения багажа; 17 — камера хранения; 18 — санитарные узлы; 19 — КБО; 20 — вестибюль предприятий общественного питания; 21 — ресторан с банкетным залом; 22 — кафе и буфеты; 23 — универсальный зал; 24 — гостиные; 25 — бары; 26 — сауна; 27 — кегельбан (бильярдная); 28 — раздаточная; 29 — производственные помещения пищеблока; 30 — столовая персонала; 31 — технические помещения; 32 — склады; 33 — ремонтные мастерские; 34 — помещения персонала; 35 — номера и дежурные; 36 — хозяйственный двор; 37 — гараж

По планировочной структуре жилая часть гостиниц классифицируется на коридорную (одно- и двухрядную, кольцевую), секционную, компактную, двух-, трех- и многолучевую системы.

Основным элементом жилой части является жилой номер. Его параметрами, санитарно-техническим благоустройством, оборудованием, меблировкой и процентным соотношением одно- и двухместных номеров определяется степень комфортности и экономичности гостиниц. Показателем комфортности служит также процент площади пола номера, занятого мебелью. Он не должен превышать 40—50% общей площади номера. Площадь одноместных номеров составляет 9—11 м², двухместных — 12—14 м², люкс — 22—34 м². Передние номера должны оборудоваться встроенным шкафом с проходом не менее 105 см и отделяться от жилой комнаты дверью. С передней связан санитарный узел, площадь которого с душем колеблется от 2,4 до 2,7 м², с ванной — от 3 до 3,5 м². Оборудование санузла биде приводит к увеличению площади на 0,8—1 м². Детальные параметры санузла согласно СНиП II-79-78 приведены на рис. 1.27.

Особыми условиями комфортности номеров являются их естественное освещение, высокий процент остекления, обзорность, ориентация по сторонам света, проветривание, система искусственной вентиляции, электрического освещения, акустической изоляции и зрительной изоляции от обслуживающих служб.

Помещения дежурного обслуживающего персонала должны группироваться и размещаться вблизи лифтов и лестниц, связывающих их с общегостиничными хозяйственными и складскими помещениями. Помещение для дежурного персонала по этажу, обслуживающего не более 30 номеров по площади, составляет 10—19 м², для чистки и глажения одежды — 8—10 м², кладовой чистого белья — 4—5 м², кладовой грязного белья — 5—6 м², сервировочной — 10 м².

Буфеты с подсобными помещениями в зависимости от количества номеров должны иметь площадь 10—35 м². Для доставки продуктов питания и удаления отходов предусматривается лифт малой грузоподъемности, размещенный рядом с буфетом.

К общественной части гостиницы относятся вестибюль и помещения, где производятся почтовые и денежные операции, размещение гостей, хранение багажа, выдача справок, услуги по продаже билетов, парикмахерские и др.

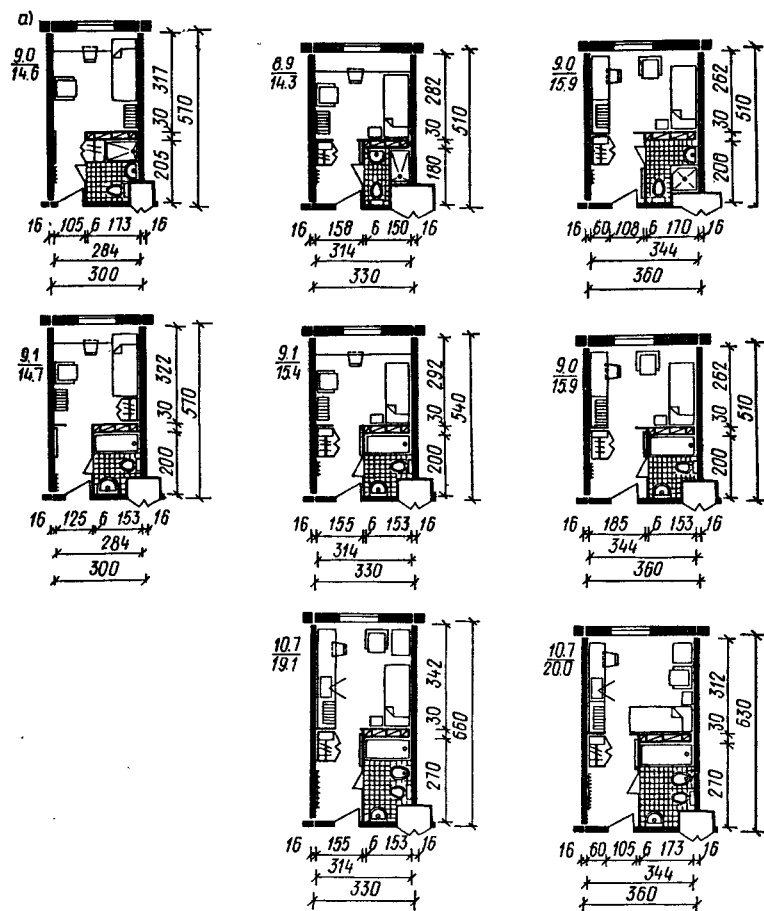
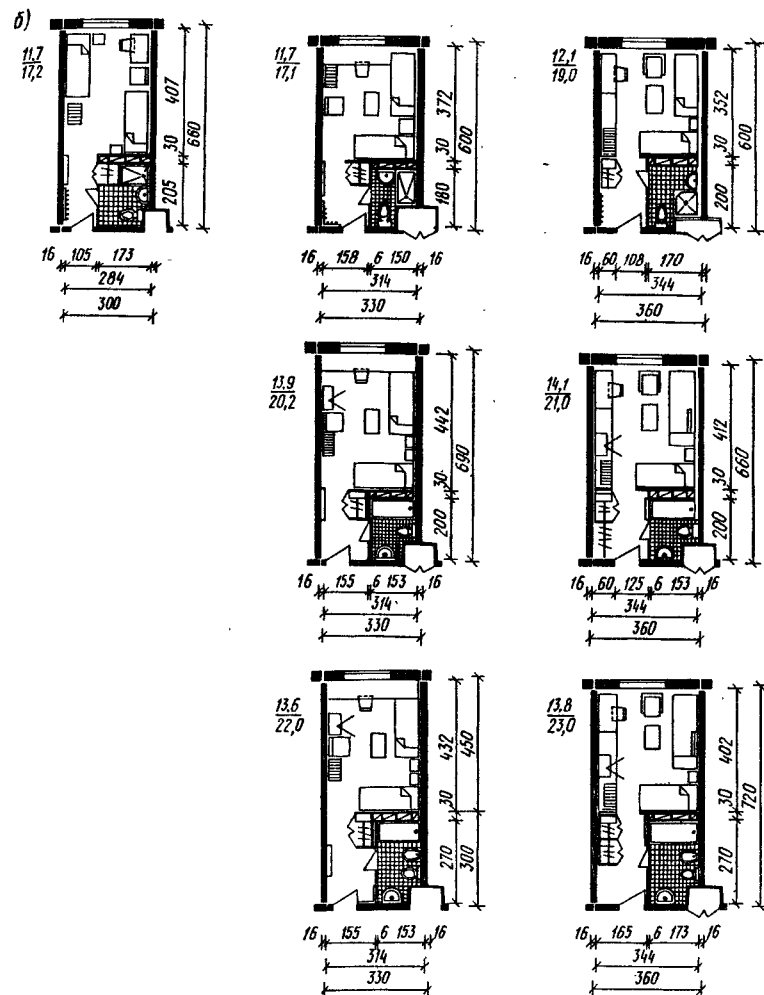


Рис. 1.27. Планы гостиничных номеров

а — одноместных, площадью 9—11 м²; б — двухместных, площадью 12—14 м² (с 53)

Оборудование высотных (более 25 этажей) гостиниц лифтами и лестницами производится по группам жилых помещений (при коридорной системе), обеспечивающих минимальные расстояния от них до номеров и в центре — односекционного компактного типа гостиницы. В гостинице устанавливаются пассажирские и служебные лифты, число которых зависит от этажности и вместимости гостиницы.

Общественное питание включает рестораны, банкетные



залы, кафе, бары, коктейль-холлы, столовые, буфеты, магазины кулинарии. Архитектурно-планировочные решения, размеры и вместимость помещений общественного питания принимаются исходя из их индивидуальных особенностей.

Группа помещений культурно-массового, спортивного и развлекательного назначения чрезвычайно неоднородна, связана с национальными традициями, интересами и их подбор производится также по индивидуальным проектам.

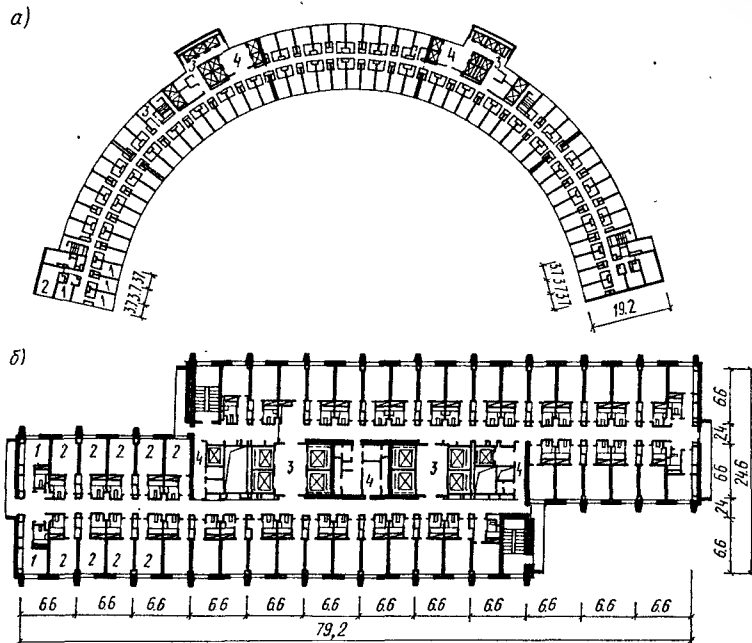


Рис. 1.28. План (а) типового этажа 25-этажной гостиницы «Космос» и план (б) типового этажа 25-этажного жилого корпуса гостиницы «Измайлово» (Москва)

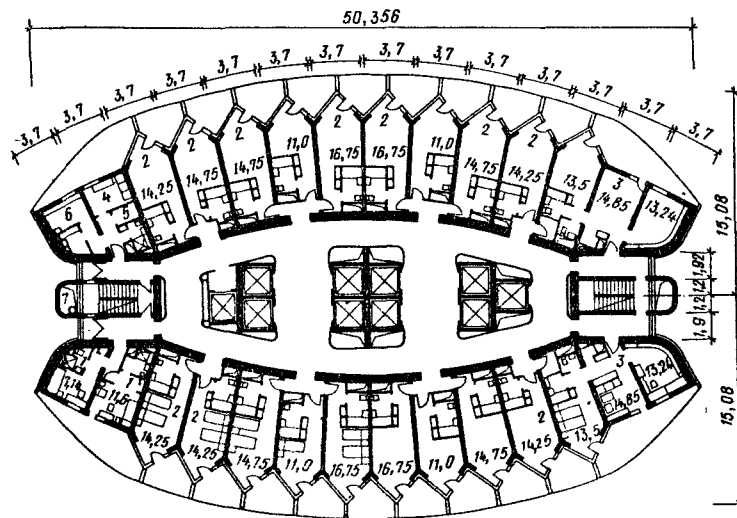


Рис. 1.30. Общий вид и план 25-этажной гостиницы «Нью-Отани» (Токио)

1.28 | 30
1.29

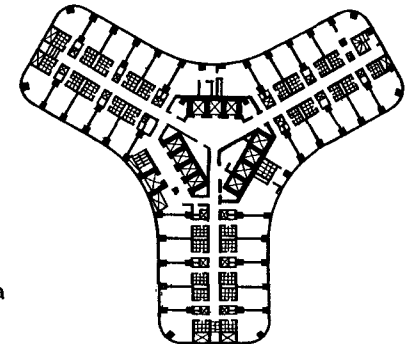


Рис. 1.29. План типового этажа 25-этажной гостиницы «Казакстан» (Алма-Ата)

Архитектурные решения гостиниц в основном определяются градостроительной ролью их в застройке, как правило, им отводится роль архитектурных акцентов района, магистрали или даже города. С точки зрения принимаемых архитектурно-планировочных решений интерес представляют проекты гостиниц: «Салют» (см. рис. 1.19), «Космос» (рис. 1.28), Измайловский комплекс в

Москве (рис. 1.28,б), «Казахстан» в Алма-Ате (рис. 1.29), «Нью-Отани» в Токио (рис. 1.30).

Вентиляция всех помещений гостиниц приточно-вытяжная с расчетной кратностью воздухообмена $50 \text{ м}^3/\text{ч}$ на 1 м^2 площади и температурой воздуха 20°C (в служебных помещениях 18°C). В залах, помещениях с большим скоплением людей, в производственных помещениях со значительными тепловыделениями предусматривается кондиционирование воздуха. Стационарное электроснабжение проектируется по СНиП искусственного освещения. Особые условия для гостиниц — это обеспечение местным искусственным освещением спальных мест, штепсельными розетками у умывальников, местной и междугородной телефонной, а также телевизионной связью и радиотрансляционной сетью.

1.15. Объемно-планировочные решения зданий высших учебных заведений

Здания высших учебных заведений проектируются высотой не более 9 этажей, исключение составляет административный корпус, высота которого с учетом плотности застройки городов может быть увеличена до 25—32 этажей.

Университеты и политехнические вузы рекомендуется размещать вне селитебной территории или в пригородной зоне, сельскохозяйственные — в пригородной зоне или вне города с зонированием общей территории на учебную с научно-исследовательскими подразделениями, общественного питания, лечебно-бытового обслуживания, спортзону с учебной и жилой зонами.

Высота помещений составляет 3,3 м, аудиторий до 75 мест — 3,6 м, до 300 мест — 4,2 м. При большом количестве учебных мест высота увеличивается кратно модулю 600 мм в соответствии с технологическими требованиями. В цокольных этажах допускается размещение гардеробов, санитарных узлов, книгохранилищ и столовых, в подвальных помещениях — бойлерных, насосных, вентиляционных камер.

Здания столовых, библиотек, актовых и спортивных залов следует размещать с учетом возможного их использования независимо от учебного процесса. Между отдельными учебными корпусами должны предусматриваться отапливаемые переходы.

Планировочные решения учебных и лабораторных помещений принимаются с учетом обеспечения естественного освещения учебных мест с левой стороны. Искусственное освещение допускается в книгохранилищах, актовых залах, аудиториях вместимостью 100 и более мест, каталожных залах, телестудиях при условии обеспечения аварийного освещения от независимого источника питания, световых указателей выходов и устройств систем дымоудаления.

При проектировании зданий учебных заведений учитывается количество обучающихся студентов. Количество студентов определяется в зависимости от типа высшего учебного заведения. Для университетов и политехнических институтов численность студентов принимается от 4 до 12 тыс.; инженерных, педагогических, экономических, медицинских и сельскохозяйственных — от 2 до 6 тыс.; институтов культуры — от 0,5 до 2 тыс. Расчетное количество студентов принимается в пределах 90% общей численности студентов дневной и 10% заочной формы обучения. Площадь служебных, административно-хозяйственных помещений рассчитывается исходя из установленных норм на одного студента. Так, для вузов с численностью студентов до 12 тыс. усл. норма на 1 студента составляет $0,4 \text{ м}^2$, до 6 тыс. чел. — $0,6 \text{ м}^2$, до 2 тыс. чел. — $0,8 \text{ м}^2$. Для учебных аудиторий на 500 мест норма площади на одного студента установлена в размере $0,9 \text{ м}^2$, на 300—400 мест — $1,1$ — $1,0 \text{ м}^2$, на 100—150 мест — $1,3$ — $1,2 \text{ м}^2$, на 25—75 мест — $2,2$ — $1,5 \text{ м}^2$.

Лекционные аудитории проектируются с наклонными полами, двумя выходами (как минимум), оборудованы киноустановками. При объеме помещений не менее 4 м^3 на 1 чел. лекционные аудитории оборудуются кондиционерами, либо приточно-вытяжной вентиляцией.

Площади учебных кабинетов и лабораторий в зависимости от их технического оснащения проектируются исходя из норм площади на одного студента. Для кабинетов с техническими средствами обучения норма площади, приходящаяся на одного студента, составляет $2,2 \text{ м}^2$, с вычислительной техникой — $3,2 \text{ м}^2$ на 1 чел., с лабораторной техникой — до 18 м^2 на 1 чел., с звукозаписывающей техникой — до 36 м^2 на 1 чел.

Библиотеки строятся из расчета 100% посещения ее студентами [ВСН 17-73]. Величина актовых залов прини-

мается из следующего расчета: для учебных заведений до 2 тыс. чел.—700 м², до 6 тыс. чел.—1100 м², до 12 тыс. чел.—1800 м². Актные залы строятся универсальными, обеспечивающими изменение сценической площадки на беспортальную, панорамную, трехстороннюю или центральную.

Административный кабинет заведующего кафедрой должен иметь площадь — 18 м², преподавателей из расчета 4 м² на одного преподавателя, методический кабинет — 45—55 м². Размер вестибюлей принимается из расчета 0,25 м² на 1 чел., рекреаций — 0,5, курительных комнат — 0,02, кладовых и помещений для уборочного инвентаря — 1—1,5 м² на 1 чел. Санитарные узлы устраиваются из расчета один унитаз на 30 женщин и один унитаз и один писсуар на 40 мужчин. Расчет санитарных узлов производится в зависимости от демографического состава студентов (35% — в университетах, технических и сельскохозяйственных институтах, 65% — в педагогических, медицинских, экономических институтах).

Параметры лифтов следует принимать в соответствии с данными, приведенными в табл. 1.7 и на рис. 1.31. Мусоропроводы устраиваются в соответствии с технологическими особенностями и требованиями, исходя из норматива суточного его наполнения (0,15—0,3 л на 1 м² рабочей площади). Инженерно-технические системы прокладываются в коммунационных шахтах из негорючих материалов с пределом огнестойкости 0,5 ч и ревизионными клапанами для ремонта.

В столовых и буфетах количество посадочных мест должно составлять 20% общего количества студентов, аспирантов, профессорско-преподавательского состава и численности обслуживающего персонала. Столовые строятся в отдельно стоящих зданиях на расстоянии до учебных корпусов не более 500 м. Для проведения занятий спортом для учебных заведений с численностью студентов от 2 до 12 тыс. чел. возводится спортзал (спортзал) и сооружается от 3 до 9 волейбольных, от 2 до 6 баскетбольных и от 2 до 4 теннисных площадок. Для высших учебных заведений с численностью студентов более 8 тыс. чел. должна быть предусмотрена поликлиника.

При формировании объемно-планировочного решения комплекса зданий высших учебных заведений, кроме

Таблица 1.7. Параметры лифтов различной грузоподъемности

Грузоподъемность, кг	Скорость номинальная, м/с	Расположение противовеса относительно кабин	Кабина*			Шахта*		Двери шахты и кабин*		Машинное помещение*			Блочное помещение*			Высота шахты от черной отметки		Глубина на приямке		Расстояние от боковой стены шахты до оси кабин (размер справочный)*
			ширина	глубина	высота	ширина	глубина	ширина	высота	ширина	глубина	высота	ширина	глубина	высота	ширина	глубина	ширина	глубина	
400	0,63	Сзади	1100	950	2100	1750	1550	800	2000		2800	3000	2250	1800 2000 1800			3500	1300	875	Растягивание от боковой стены шахты до оси кабин (размер справочный)*
	1,0			1000		1550	1700	700	2000		4000	3000	2450				4200	1400	775	
	1,6			950		1750	1550	800	2000		3000	3300	2450				4200	1700	875	
630	1,0	Сбоку справа	1100	1100	2100	2550	1700	1200	2000		2650	3700	2450	1800 2000 1800			3500	1400	1275	Растягивание от боковой стены шахты до оси кабин (размер справочный)*
				2100		1850	2550	800	2000		3000	3900	2450				4200	1700	875	
				1400		1750	2000	800	2000		4100	3500	2450				4200	1700	875	
800	1,6	Сбоку справа	1350	2100	2300	2550	1700	1200	2000		4800	3300	2800	1800 2000 1800			4200	1700	1275	Растягивание от боковой стены шахты до оси кабин (размер справочный)*
				2100		1850	2550	800	2000		4200	4000	2800				4200	1700	875	
				1400		1750	2000	800	2000		5800	5500	3500				4500	2400	900	

Грузоподъемность, кг	Скорость номин-каблная, м/с	Расположение кабелей относительно противовеса	Кабина*			Шахта*		Двери шахты и кабины*		Машинное помещение*				Блочное помещение*				Высота шахты от верхней остановки, м	Глубина h _н приемки	Расстояние от боковой стены шахты до оси кабины (размер справочный)*				
			ширина b	глубина l	высота h ₁	ширина b ₁	глубина l ₁	ширина b ₂	высота h ₂	ширина b ₃	глубина l ₃	высота h ₃	ширина b ₄	глубина l ₄	высота h ₄									
1000	1,0	Сзади	1600	1400	2300	2350	2000	1100	2100		3500	3600	2800		2350		2000		1800		4000	1500	1175	
	1,6	Сбоку	1100	2100	2100	1850	2550	800			4000	4000									4300	2000	875	
		Справа	1600	1400	2300	2350	2000	1100			3700	4400									4500	2400	1175	
			Сзади								1950	2600									3800	4400	4200	1700
1250	1,0	Сзади	1400	2300	2600	2000	1100		6100	5500	3500	2600	2000	1800	4500	2000	1050							
	1,6														4500	3000								
	2,5														5700	4800								
	4,0														5700	4800								
1600	1,0	Сбоку	1400	2400	2400	3000	1300	1100		4600	5500	2800	2600		1800			4200	1700	1300				
	1,6																4500	2000	1300					
	2,5																5000	3000						
	4,0																5700	4800						

* Размеры даны в мм

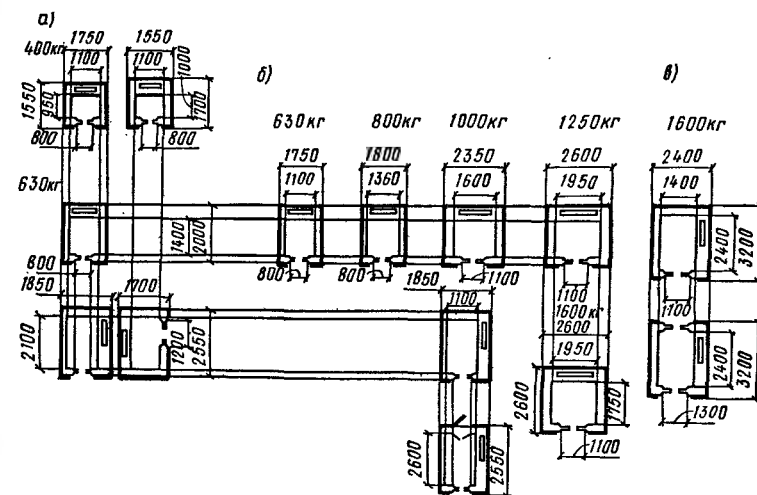


Рис. 1.31. Лифты

а — жилых зданий; б — общественных; в — лечебно-профилактических

обеспечения зонирования корпусов, функционального решения каждого из них, особое внимание должно быть уделено архитектурному образу, его идейной цели воспитания нового поколения кадровых специалистов, созидания науки. Если учесть небольшую по сравнению с селитебной плотность застройки (учебная зона не превышает 25% общей территории), то общий характер архитектурно-планировочной композиции должен состоять из комплекса зданий, размещенных в парке.

1.16. Общие санитарно-технические требования к проектированию жилых и общественных зданий

Одним из основных требований акустической защиты жилых и общественных зданий является функциональное зонирование — изоляция селитебных территорий от производственных, земельных участков гостиниц, учебных, лечебных учреждений от автомобильных и других дорог. Жилая застройка городов должна отделяться от железнодорожных линий санитарно-защитной зоной шириной 100 м (от оси ближайшего железнодорожного пути), от подземного размещения метро фундаменты

При расчете инсоляции форму тени и степень затененности фасадов следует проверить по инсоляционной карте (рис. 1.32). При размещении зданий в системе застройки возможна приближенная оценка формы и величины тени установлением отношения между высотой зданий и расстоянием между ними (см. рис. 1.1).

В зданиях общественного назначения в несгораемых конструкциях стен огнестойкостью 1 ч часто размещаются подземные одноэтажные стоянки-гаражи на 100 легковых автомобилей. При этом из помещения стоянки устанавливаются два выезда в противоположных местах и лестница, изолированная от лестниц зданий. Стоянки запрещается размещать под зальными помещениями вместимостью более 50 чел.

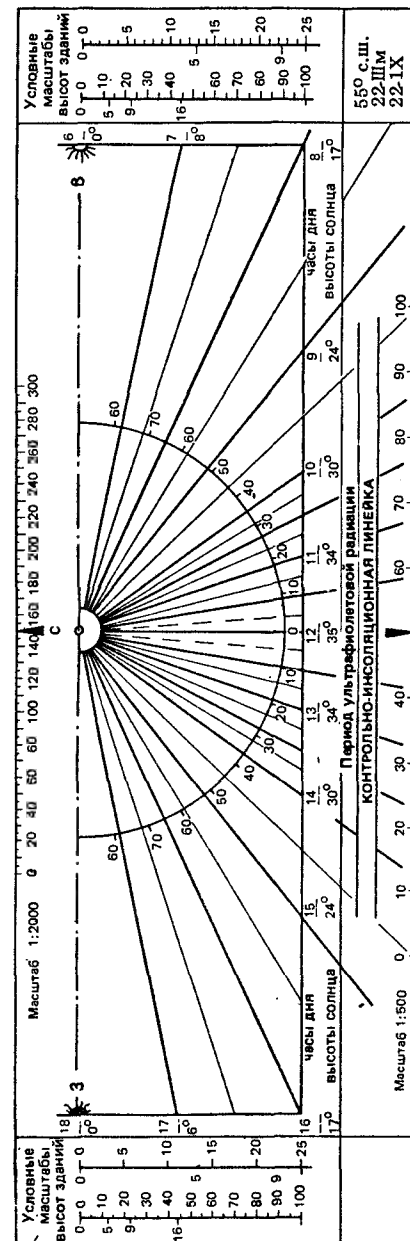


Рис. 1,32. Инсоляционная карта

Площадь этажа общественного здания, огороженного противопожарными стенами отсеков, должна быть не более 2500 м², при наличии автоматического пожаротушения площадь этажа может быть увеличена до 5000 м². При устройстве в общественных зданиях почтопроводов, в гостиницах бельепроводов, в жилых домах и общежитиях мусоропроводов их конструкции должны быть из негорючих материалов с пределом огнестойкости 0,5 ч. Приемные клапаны должны снабжаться уплотнителями в притворах. Зазоры между коммуникациями в местах пересечений с перекрытиями и стенами должны заделываться строительными растворами и исключать распространение дыма и огня при пожаре.

Пути эвакуации людей должны ограждаться негорючими материалами, в зависимости от характеристики помещений рассчитываться по времени эвакуации. Время эвакуации людей из залов объемом 5000 м³ не должно превышать 2 мин, до 10 000 м³ — 3 мин, из фойе и коридоров этих залов — 3 и 4 мин, помещений, расположенных между двумя лестничными клетками, — 1 мин, лестниц — 10 мин. Для незадымляемых лестниц время эвакуации не лимитируется. Детальный расчет времени эвакуации людей для жилых и общественных зданий следует производить в соответствии со СНиП 2.01.02-85.

Расстояние между лестничными клетками рекомендуется принимать равным 12 м. Лестницы должны иметь выход непосредственно на улицу. При выходе лестниц в вестибюль их стены и перекрытия должны иметь предел огнестойкости 0,75 ч и отделяться от общих коридоров негорючими перегородками с самозакрывающимися дверями с уплотнителями в притворах.

Ширина маршей лестничных клеток для эвакуации должна быть не менее 1,05 м в жилых и 1,2 м в общественных зданиях, а уклон не более 1:2 (отношение подъема к проступи).

Для эвакуации людей при полезной площади этажа до 300 м² устанавливается одна лестница, при большей площади — две лестницы, в том числе одна незадымляемая. При большом количестве лестниц в 50% лестничных клеток предусматриваются входы из поэтажных коридоров с устройством через каждые 4 этажа по высоте лестниц отсеков из негорючих материалов с пределом огнестойкости 0,75 ч. В отсеках должно

обеспечиваться избыточное давление воздуха, подающегося через вентиляционные короба, размещенные при входе на лестницы.

При смежном размещении жилых зданий и залов общественного назначения эвакуационные лестницы должны предусматриваться отдельными. Зальные помещения общественного назначения (конференц-залы, рестораны, столовые и др.) рекомендуется размещать в нижних надземных этажах.

Противодымная защита (незадымляемость) лестничных клеток обеспечивается входом в них через наружную зону по балконам или лоджиям шириной не менее 1,2 м с высотой ограждений не менее 1,2 м. Расстояние (в осях) между дверными проемами входов и выходов из лестниц должно быть не менее 2,5 м. Выход из таких лестниц должен быть непосредственно на улицу или в вестибюль через тамбур-шлюз с подпором воздуха.

Учитывая большое сечение шахт лифтов и лестниц, при пожаре необходимо предусматривать подпор воздуха вентиляторами, установленными на чердаке здания, с запуском их от дымовых или температурных датчиков автономной системы энергоснабжения (см. рис. 1.18, а, 1.20, а).

Для естественного удаления дыма из поэтажных коридоров общественных зданий в проектах необходимо предусматривать вентиляционные шахты с принудительным удалением. Низ воздухозаборных отверстий в этих шахтах должен располагаться не ниже 1,8 м от пола. На отсек коридора длиной не более 30 м рекомендуется устраивать одну шахту. Открывание клапанов дымоудаления должно предусматриваться автоматически от тепловых датчиков, а также дистанционно от кнопок, установленных в пожарных шкафах.

В общественных зданиях большой вместимости устанавливаются звуковые, световые и другие системы оповещения людей о пожаре. В дополнение к этому могут использоваться телефонная, внутренняя радиотрансляционная сети. В зданиях повышенной этажности осуществляется зонное оповещение, что обеспечивает безопасную поэтажную эвакуацию людей. Для ориентации людей в случае задымления здания или помещений через каждые 15 м устанавливаются электрифицированные указатели эвакуационных путей и выходов.

Автоматической пожарной сигнализацией, как правило, оборудуются коридоры и залы на 300 и более мест.

Устройство внутреннего противопожарного водопровода осуществляется в соответствии с требованиями СНиП по проектированию внутреннего водопровода. Управление и контроль за электродвигателями пожарных насосов, двигателей вентиляторов системы противоподымной защиты, системы оповещения и пожарной сигнализации должно сосредоточиться в диспетчерских.

В общественных зданиях повышенной этажности следует предусматривать спринклерные установки пожаротушения (потолочные или настенные) типа СП по ГОСТ 14630—80 с изм. Интенсивность орошения помещений должна составлять не менее 0,04 л/с на 1 м². Поддержание требуемого давления в трубопроводах производится с помощью гидропневматических устройств. Расчетное время подачи воды составляет 60 мин.

Для пожарных автомобилей вокруг односекционных зданий на расстоянии 8—10 м устраиваются проезды шириной 4,5—6 м, у протяженных зданий проезды устраиваются с двух сторон.

1.18. Основные конструктивные системы многоэтажных зданий

Наибольшее применение в массовом строительстве СССР получила *крупнопанельная система домостроения*. Основными несущими конструкциями в этой системе служат железобетонные панели внутренних стен, железобетонные полнотелые панели перекрытий размером на комнату. Опорный стык внутренних стен и перекрытий платформенный, т. е. внутренние стены устанавливаются по вертикальной оси на перекрытия, защемляя их в стыке. Наружные стены трехслойные со средним слоем из эффективного утеплителя либо сплошные керамзитобетонные навешиваются на перекрытия и крепятся в вертикальных стыках к внутренним стенам. Как правило, панели наружных стен по горизонтальному размеру принимаются 2-модульными, т. е. на две комнаты.

В настоящее время в крупных городах высота крупнопанельных зданий достигает 22—25 этажей при узком шаге его за счет косвенного армирования опорных зон стеновых панелей и перекрытий. Заводское производство изделий и их монтаж специализи-

рованными организациями повысили качество панельного домостроения и его экономическую эффективность. В панельной системе все изделия сборные и характеризуются массой от 3 до 4,5 т.

В *каркасно-панельной системе* домостроения конструкции дифференцированы: несущий каркас (колонны, ригели и перекрытия) и легкие навесные стены с легким внутренним заполнением, сборные перегородки и санитарно-техническое оборудование. Совершенствование каркасно-панельной системы привело к созданию общесоюзных и территориальных каталогов промышленных изделий (1.020, КМС-101 и др.) и технологических схем возведения зданий.

Для высотных зданий применяется преимущественно каркас связевой системы, в котором горизонтальные нагрузки воспринимаются связевыми элементами, вертикальными диафрагмами (стенками жесткости) или ядрами жесткости. Собственно каркас, состоящий из колонн и ригелей, воспринимает только вертикальную нагрузку. Для этого узлы каркаса, т. е. опирание ригелей на железобетонные консоли колонн выполняются податливыми с помощью стальных связей (рыбок) либо шарниров. Железобетонные колонны сечением 40×40 см имеют на торцах арматурные выпуски, которые свариваются полуавтоматической сваркой.

Сборные стены жесткости толщиной 18 см свариваются с закладными деталями колонн. Все сварные соединения замоноличиваются бетоном В-30. Междуетажные перекрытия монтируются из многопустотных настилов со сваркой надколонных элементов. Это обеспечивает передачу растягивающих усилий в горизонтальных дисках перекрытий.

В каркасно-панельной системе строительства используется метод подъема перекрытий или этажей, который особенно успешно развивается в строительстве г. Еревана. Существо этого метода заключается в следующем: на уровне земли, в контуре будущего здания бетонируется пакет монолитных перекрытий (числом, равным числу этажей здания) с последующим подъемом их по колоннам и закреплением на отметках этажей.

Отделение наружных стен от несущего каркаса стимулировало самостоятельное развитие разнообразных конструкций стен. Одним из решений наружных стен многоэтажных зданий служит фахверк, устанавливаемый по ко-

лоннам и ригелям каркаса с мелким шагом 1,5—2 м. Этот фахверк в горизонтальном и вертикальном направлениях закрепляется к каркасу металлическими элементами специального профиля и затем на него устанавливаются оконные блоки и простенки с утеплителем. Таким образом, для образования наружной стены используется каркас, являющийся самонесущим в пределах одного этажа.

Как правило, фахверк выполнен из металла и покрыт огнезащитным средством. Лучшим огнезащитным покрытием является бетон. Это, естественно, приводит к образованию железобетонного фахверка — решетке наружной стены, которая становится несущей, перестает дублировать несущий каркас и совместно с ним воспринимает нагрузки по контуру наружной стены. Решетки наружных стен как элементы периферийного каркаса здания имеют различия по системе разрезки (П-образные, Н-образные, Т-образные, Ш-образные) (рис. 1.33).

Естественно, расчлененность верхних этажей может не совпасть с необходимостью устройства больших проемов в первых этажах зданий определенного назначения. В этих случаях решетка первых этажей выполняется в требуемых параметрах. Решетка наружных стен не исключает возможности применения навесных наружных стен, которые в зависимости от районов строительства и назначения зданий выполняются одно-, двух- или трехслойными. В последних вариантах возможности архитектуры разнообразны: наружной железобетонной скорлупе может быть придана любая форма, а заполнение утеплителем и внутренний слой обшивки могут выполняться из разных материалов и с различной отделкой. Возможности железобетона сочетать современные функциональные, технические и эстетические требования раскрывают широкую перспективу развития архитектуры.

Направление, развивающее пластику бетона, получило название арбетон — художественный бетон. Прогресс в формовочной технике изготовления бетонных изделий с использованием вкладышей, рельефообразователей позволил создать ряд разнообразных решений с выразительной пластикой поверхностей наружных стен (рис. 1.34). Технология арбетона позволила применить для отделки лицевой поверхности стен естественные каменные материалы (крошку мрамора, гранита) с химическим вскрыти-

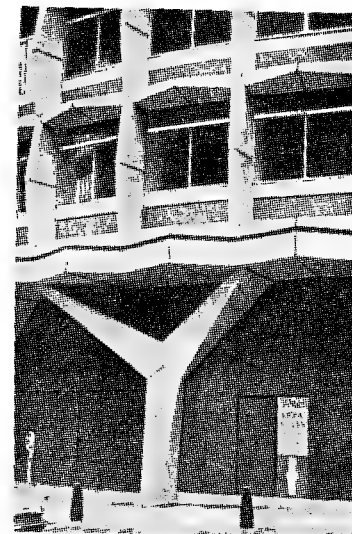
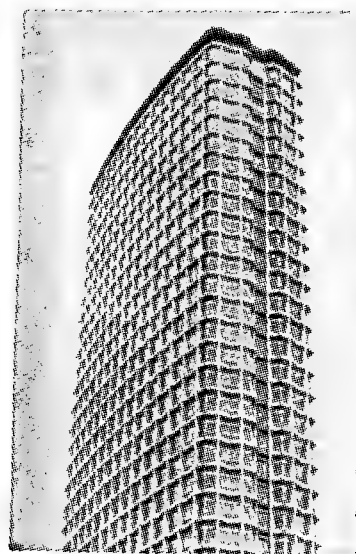


Рис. 1.33. Фасад слева и фрагмент справа здания с решеткой крестообразной разрезки

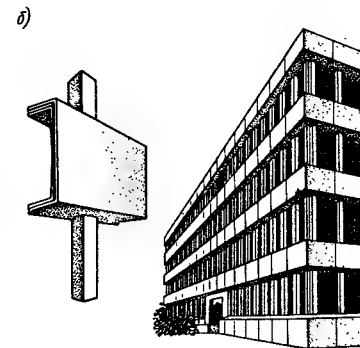
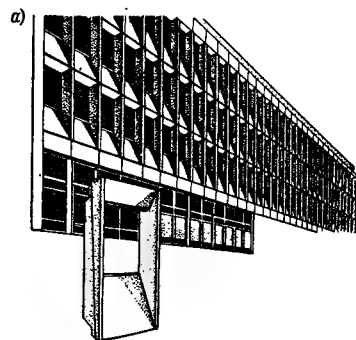


Рис. 1.34. Рельефная панель типа «бублик» (а) и рельефная панель со стойкой-импостом (б)

ем их фактуры, а также покрытия из стеклокрошки или керамики.

Технологические возможности изготовления, транспортировки и монтажа решеток наружных стен оказались широкими и разнообразными. Они могут изготавливаться в монолитных, сборно-монолитных и сборных конструк-

Блочно-панельные дома сочетают объемные блоки через шаг и панели между ними. Чередование блоков и панелей позволяет отказаться от дублирования продольных стен и частично междуэтажных перекрытий, что обеспечивает сокращение расхода материалов и объема транспортных перевозок. Существенным преимуществом этого метода следует считать и свободу в выборе шага для панельной части здания (тогда как в блочных вариантах шаги одинаковые), что расширяет объемно-планировочные решения. Блок «лежачий стакан» с установкой панели наружной стены по фасаду также может быть использован в блочно-панельной системе.

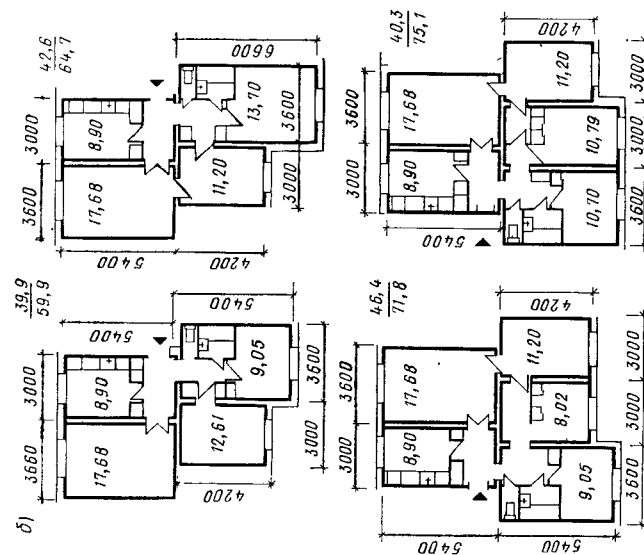


Рис. 1.35. Общий вид многоэтажного здания из объемных блоков (а) и планы 3- и 4-комнатных квартир из объемных блоков (б)

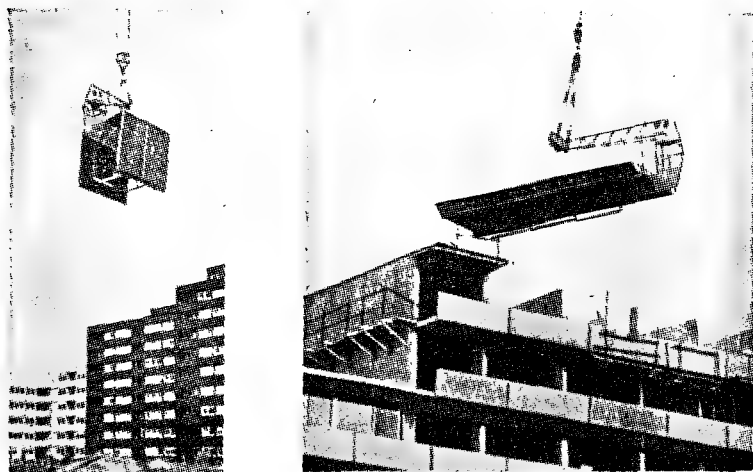


Рис. 1.36. Монтаж жилого дома с помощью объемно-переставной опалубки

К числу преимуществ объемно-блочного домостроения (рис. 1.35) по сравнению с панельным, кроме снижения материалоемкости и трудозатрат (особенно построечных), следует отнести и ликвидацию стыков, создающих в панельных зданиях промерзание, продувание, протечки.

К числу факторов, осложняющих широкое применение этого метода, относятся: необходимость в монтажных механизмах грузоподъемностью до 30 т; дополнительное армирование конструкций для погашения транспортных и монтажных нагрузок; обеспечение трещиностойкости блоков от усадки и других воздействий.

Монолитная и сборно-монолитная система домостроения. Определенный успех принес метод возведения многоэтажных зданий в скользящей или переставной опалубке из монолитного железобетона. Индустриальные опалубки в сочетании с техникой изготовления бетона и подачи его на этажи (рис. 1.36) сделали сравнимым по технико-экономическим показателям этот метод со сборным домостроением. Вместе с тем этот вид технологии строительных работ раскрывает большие архитектурные возможности, чем панельное домостроение, и прежде всего в разнообразных объемно-планировочных и пластических решениях зданий (рис. 1.37).

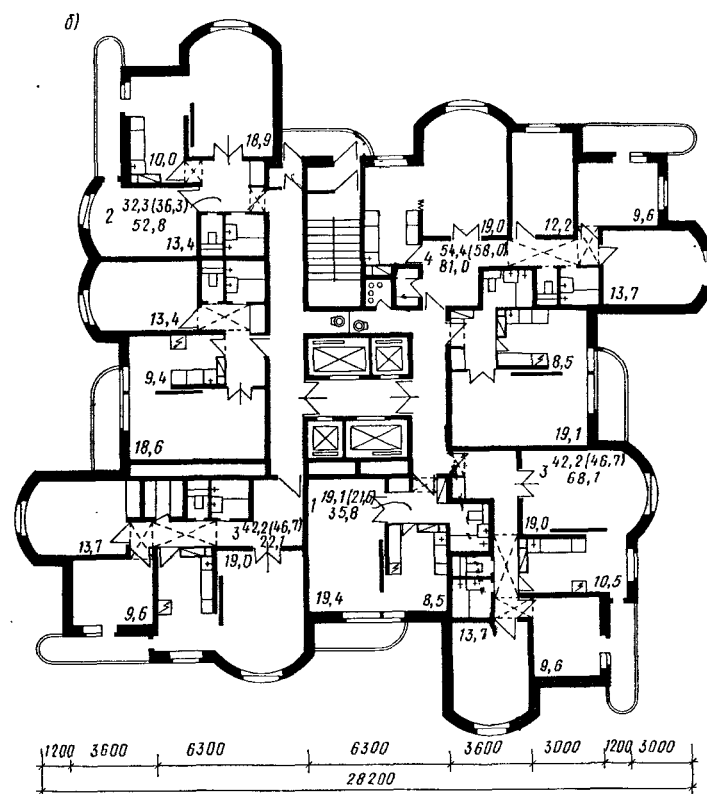
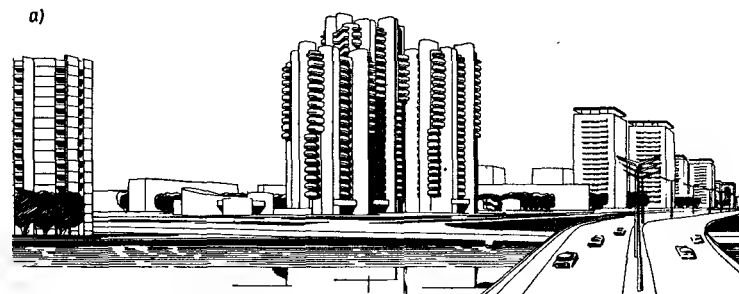


Рис. 1.37. Перспектива района (а) и план (б) блок-секций 19-, 22-, 25-этажных жилых домов из монолитного железобетона (Москва)



Рис. 1.38. Строительство здания из монолитного железобетона

Весьма хорошие результаты достигаются при возведении отдельных монолитных частей зданий, например, элементов жесткости — лестнично-лифтовых узлов (ядер), которые в последующем становятся опорами для кранов, производящих монтаж сборных элементов остальных частей зданий. Такой метод, сочетающий монолитные и сборные конструкции, рационален не только по технико-экономической оценке, но удобен в условиях стесненных участков застройки, обеспечивает максимальную сохранность окружающего ландшафта, и, главное, перспективен по расширению диапазона вариаций разнообразной архитектурной формы.

Монолитное домостроение по сравнению с панельной системой обеспечивает свою состоятельность по технико-экономическим показателям в том случае, если строительство ведется комплексно-специализированными строительно-монтажными организациями, имеющими развитый парк опалубочного оборудования и механизмов. При этих условиях по показателям трудоемкости этот вид строительства приближается к панельной системе, но одновременно раскрываются специфические преимущества монолитного домостроения: снижается расход стали, исключаются протечки, промерзания благодаря отсутствию стыков и разрезки конструкций (рис. 1.38).

ГЛАВА 2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И ИХ СТЫКОВ

2.1. Основные конструктивные элементы зданий

Основные конструктивные элементы панельных зданий из расчета грузоподъемности монтажных механизмов имеют массу до 8 т. Если монтаж осуществляется краном на гусеничном ходу, то масса конструкций нулевого цикла может быть увеличена до 12 т. Этим определяются и габариты панелей, которые регламентируются технологией производства, транспортными возможностями и условиями перевозки в системе городских улиц. Как правило, размеры панелей ограничиваются по длине до 720 и по высоте до 360 см.

Для крупнопанельных зданий применяются ленточные фундаменты из плит размерами $4 \times 2,4$ и $4 \times 1,6$ м, толщиной 50 см, массой 8 и 5,4 т. Эти плиты могут применяться под колонны каркасных зданий путем объединения их траверсами (по 2 плиты). Колонны каркаса опираются на фундаменты через подколонники или башмаки стаканного типа. Подколонники применяются также при монолитных и свайных фундаментах (сваи длиной 4—12 м, сечением 30×30 см, ГОСТ 19804.1—79 с изм.).

Унифицированные конструкции нулевого цикла крупнопанельных зданий включают: внутренние железобетонные стены толщиной 18 см, высотой 240 см с проемами для пропуска вдоль зданий санитарно-технических коммуникаций; наружные цокольные керамзитобетонные стены толщиной 24 см; перекрытия над техническим подпольем толщиной 14 см под полезные нагрузки до 8 кН/м^2 .

В панелях внутренних стен нежилых первых этажей с высотой помещений 3,3 м предусматриваются проемы шириной и высотой 2,4 м, которые создают возможность пространственного объединения отдельных помещений для размещения в них предприятий обслуживания. В панелях внутренних жилых этажей высотой 2,8 м целесообразно предусматривать канальную электропроводку, которая совместно с перекрытиями, имеющими аналогичную канальную разводку, обеспечивают скрытую систему электрооборудования зданий.

Панели междуэтажных перекрытий из полнотелого же-

лезобетона толщиной 14 см проектируются для комнат с пролетами 600, 630 см, для коридоров — 180 см с шагом 300 и 360 см. Они конструируются из расчета опирания на внутренние стены по трем сторонам, четвертая сторона предназначена для навески панелей наружных стен. Параметры элементов чердака и кровли определяются несущими конструкциями рамного типа высотой 240 см и кровельными, состоящими из лотка с дождеприемниками и панелей покрытия, имеющими уклон к лотку. Как правило, панели покрытия комплексные, трехслойные, т. е. утепленные с изолирующими слоями кровли.

2.2. Наружные стены

При строительстве многоэтажных зданий различного назначения широко применяются легкие ограждающие конструкции наружных стен: полнотелые и слоистые из легких бетонов, из металла, древесины, асбестоцемента, сухой гипсовой штукатурки, полимерных, волокнистых и других материалов.

Простейшим типом наружной стены является панель из легкого бетона. Легкий бетон, предназначенный для крупнопанельных конструкций зданий, по структуре и свойствам (прочности, массе, теплопроводности, водо- и воздухопроницаемости, влажности, деформативности, трещиностойкости, морозостойкости и др.) надежно обеспечивает эксплуатационные требования.

Структура легкого бетона определяется дозированием пористого заполнителя (керамзита, шунгизита, аглопорита, шлакопемзового щебня, их вулканического, перлитового шлака и туфа), цемента, вяжущих, добавок и воды, методом и режимом приготовления.

Для однослойных панелей наружных стен толщиной 30 см применяются следующие бетоны: керамзитобетон объемной массой 900—1200 кг/м³, прочностью 10—15 МПа и теплопроводностью 0,28—0,35 Вт/(м²·°C); гипсоперлитобетон объемной массой 600—780 кг/м³ и теплопроводностью 0,1—0,35 Вт/(м²·°C).

При строительстве зданий в Москве получили распространение трехслойные панели наружных стен толщиной 28 см, утепленные цементным фибролитом (15 см), с внутренним (7 см) и наружным (6 см) железобетонными слоями; толщиной 38 см, утепленные пенопластом ПСБ (12 см),

с внутренним (19 см) и наружным (7 см) железобетонными слоями.

Разрезка панелей наружных стен жилых домов из легкого бетона отработана многолетней практикой изготовления, перевозки и монтажа и имеет форму «бублика», т. е. прямоугольную форму с замкнутым контуром и окнами. При высоте этажа жилых домов 2,8 м ее размеры составляют 278×298 см для шага 3 м. Для шагов 3+3,6 м длина панели составит 658 см, а для 3,6+3,6 — 718 см (двухмодульные). Разрезка панелей наружных стен общественных зданий должна учитывать их назначение. Проектная и строительная практика СССР и других стран богата разнообразием разрезов: вертикальных — двухэтажных с простеночными вставками, Т-образных, Н-образных и др.

Одним из способов повышения теплозащитных свойств наружных многослойных стеновых панелей является замена сплошных бетонных обрамлений по контуру панели и окна металлическими точечными гибкими связями. Теплозащитные качества наружных стеновых панелей определены в СНиП II-3-79 с учетом температурного перепада Δt^n , определяемого как разность между температурой воздуха внутри помещения и снаружи, а также защиты утепляющих слоев многослойных ограждающих конструкций от проникания в них влаги внутреннего воздуха в результате диффузии водяного пара. Сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций R_0 должно быть более требуемого R_0^p . Теплозащитные качества основных узлов сопряжений конструкций наружных стен (из керамзитобетона — полнотелые и трехслойные бетонные с эффективным утеплителем) должны соответствовать требованиям СНиП II-3-79. Для расчета теплопроводности керамзитобетона следует принимать коэффициент 0,4—0,6 Вт/м²·K.

В приведенных на рис. 2.1 узлах сопряжений конструкций температура (t) на внутренней поверхности стены должна быть не ниже точки росы, т. е. соответствовать 12 °C, а в местах теплопроводных включений — 8,8 °C.

Многоэтажное строительство жилых и общественных зданий привело к необходимости замены традиционных несущих наружных стен, выполняющих одновременно функции восприятия нагрузок, теплоизоляции и защиты от атмосферных воздействий, навесными наружными сте-

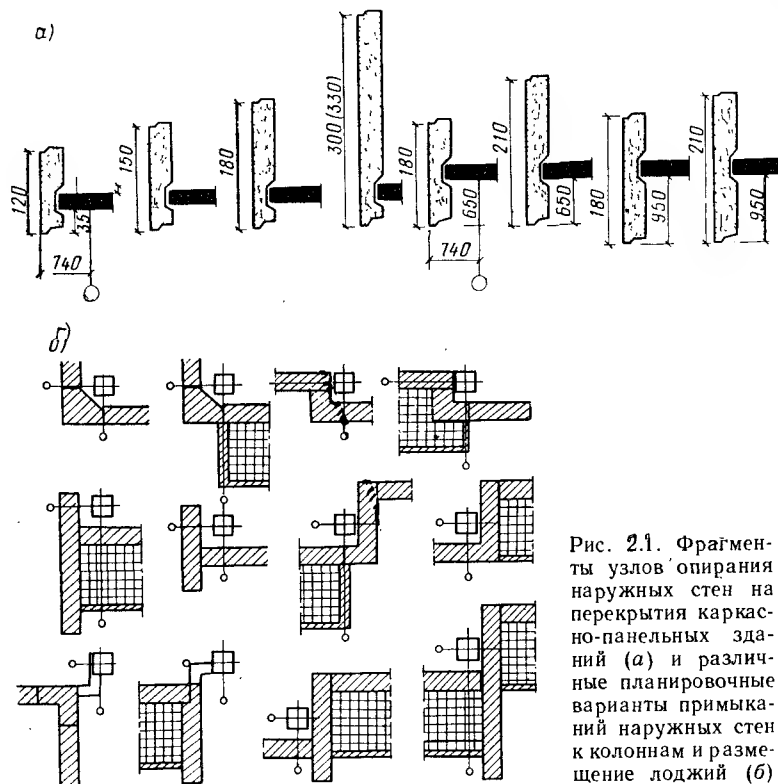


Рис. 2.1. Фрагменты узлов опирания наружных стен на перекрытия каркасно-панельных зданий (а) и различные планировочные варианты примыканий наружных стен к колоннам и размещение лоджий (б)

нами, которые конструируются полнотелыми и двух-трехслойными. Если учесть общую тенденцию развития строительства — снижение массы зданий и применение эффективных материалов, то становится ясным, насколько перспективны легкие навесные панели многослойных конструкций типа «сэндвич».

Из-за незначительной массы, панели наружных стен типа «сэндвич» могут выполняться большой длины и лишь ограничиваться условиями транспортных перевозок. Как правило, панели этого типа имеют полосовую форму шириной от 60 до 240 см и длиной от 3 до 15 м.

По применяемым материалам и конструктивным особенностям легкие, многослойные панели выполняются следующих разновидностей: наружный и внутренний слой — асбестоцементные листы, утепляющий заполнитель — перлитобетон (минеральная вата); наружный и внут-

ренний слой — алюминиевые листы, утепляющий заполнитель — пенополиуретан либо пенопласт ФРП-1, либо минераловатные плиты на фенольной связке, наружный и внутренний слой — цементный набрызг, утепляющий слой — арболит.

Перечисленные типы конструкций панелей наружных стен обеспечивают огнестойкость 0,75 ч, а арболитовая панель до 1,5 ч. Теплотехнические качества панелей обеспечивают толщиной утепляющего слоя. Так, арболитовая панель толщиной 250 мм, т. е. с толщиной утепляющего слоя 200 мм рассчитана на работу при температуре 25 °С.

Область применения панелей типа «сэндвич» не ограничивается общественными зданиями и может распространяться на жилые, а по конструктивным особенностям соответствует каркасной конструктивной системе, хотя применение ее в панельной системе не приводит к каким-либо сложностям.

Масса некоторых типов панелей размером 120 × 300 см составляет 70—80 кг, что позволяет двум монтажникам вручную осуществлять их монтаж непосредственно с этажа. С применением легких панелей в практике строительства была разработана рациональная схема организации монтажных работ, которая состоит в следующем:

подъем краном комплекта панелей наружных стен на перекрытие этажа;

установка и рихтовка вручную отдельных панелей по наружному периметру здания.

Стеновые панели типа «сэндвич» по сравнению с бетонными и керамзитобетонными имеют следующие преимущества: при их изготовлении применяются новые более эффективные материалы, позволяющие снизить теплоэнергетические затраты на отопление, материалоемкость и массу конструкций наружных стен, что в свою очередь обеспечивает возможность снижения материалоемкости и массы несущих конструкций (стен или колонн). С увеличением габаритов панелей наружных стен уменьшается количество монтажных единиц на здание и соответственно трудоемкость его возведения.

В зависимости от материалов и технологии заводского изготовления лицевой слой многослойных панелей наружных стен может изготавливаться монолитно-связанным с панелью и не связанным с ней с учетом после-

дующей навески его при монтаже. Как правило, этот вариант применяется в строительстве общественных зданий, возводимых с применением дорогостоящих материалов для лицевого слоя. Навеска его на завершающей стадии отделки здания обеспечивает лучшую сохранность дефицитного, дорогостоящего лицевого слоя. Этому методу соответствует особая система закрепления лицевых листов по направляющим потайными креплениями с применением защелкивающего нащельника.

Отделение лицевого слоя от панели наружной стены открыло неограниченные возможности в применении различных материалов для изготовления лицевого слоя: анодированного, окрашенного или эмалированного алюминия, эмалированной стали, штампованной пластмассы (поливинилхлорид), закаленного стекла (телопоглощающего или теплоотражающего).

На основе применения зеркального слоя в панелях наружных стен в 80-е годы обозначился стиль «зеркальной» архитектуры. Особенно модным этот стиль стал в США.

2.3. Оконные и балконные блоки

Оконные и балконные блоки по своим шумо-, воздухо-, и теплозащитным показателям должны соответствовать функциональным нагрузкам на них, особенно в зданиях повышенной этажности. Тенденция увеличения габаритов оконных проемов приводит к улучшению качества столярных изделий за счет увеличения толщины стекол от 3 до 6 мм, тройного остекления, усиления герметизации притворов, введения звукопоглощающей прокладки.

Мировая и отечественная практика производства и эксплуатации оконных и балконных изделий в зданиях повышенной этажности выявила следующие их типы: деревометаллические; раздельно-сближенные с двойным остеклением; деревянные, остекленные стеклопакетом из двух 4-мм стекол; деревянные, остекленные стеклопакетом из трех 4-мм стекол; деревометаллические со спаренными и раздельно-сближенными переплетами с тройным остеклением (рис. 2.2).

Распространенные дефекты деревянных столярных изделий (микротрещины по периметру, завышенные размеры зазоров в притворах, коробление древесины, недостаточ-

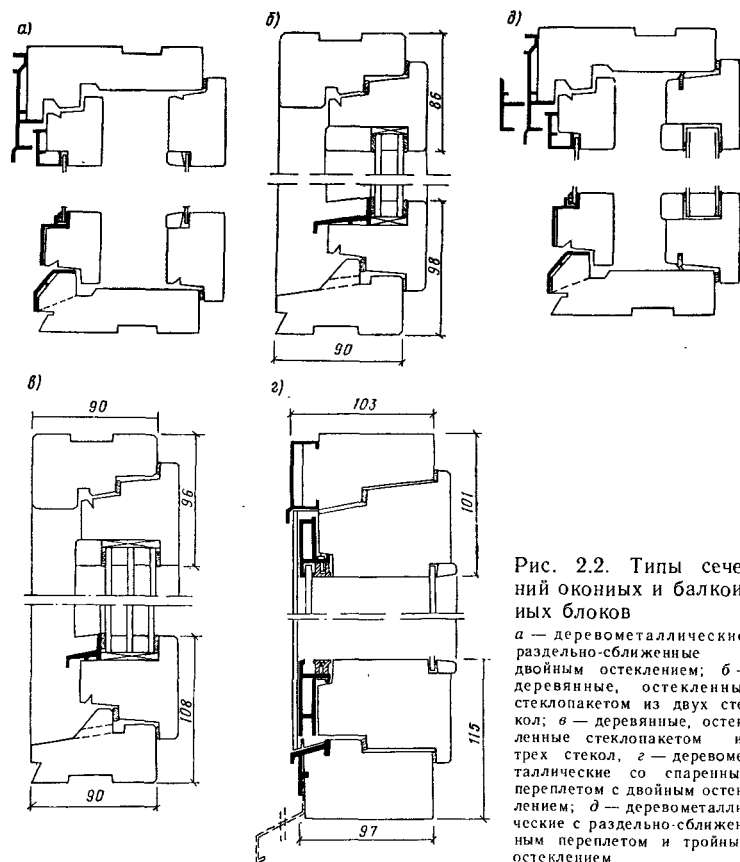


Рис. 2.2. Типы сечений оконных и балконных блоков

а — деревометаллические раздельно-сближенные с двойным остеклением; б — деревянные, остекленные стеклопакетом из двух стекол; в — деревянные, остекленные стеклопакетом из трех стекол; г — деревометаллические со спаренным переплетом с двойным остеклением; д — деревометаллические с раздельно-сближенным переплетом и тройным остеклением

ная общая жесткость) привели к необходимости перейти к изготовлению дерево-алюминиевых столярных изделий, у которых внутренние переплеты из древесины, наружные — из алюминиевых профилей. В местах сопряжения внутренних и наружных переплетов устанавливаются две резиновые прокладки для герметизации полости между переплетами. Наружные стекла устанавливаются в резиновый профиль, внутренние — на замазке. В наружном переплете в качестве штапика для стекол применен алюминиевый профиль, во внутреннем — деревянная раскладка, в притворах — три уплотняющие прокладки. Применение дерево-алюминиевых

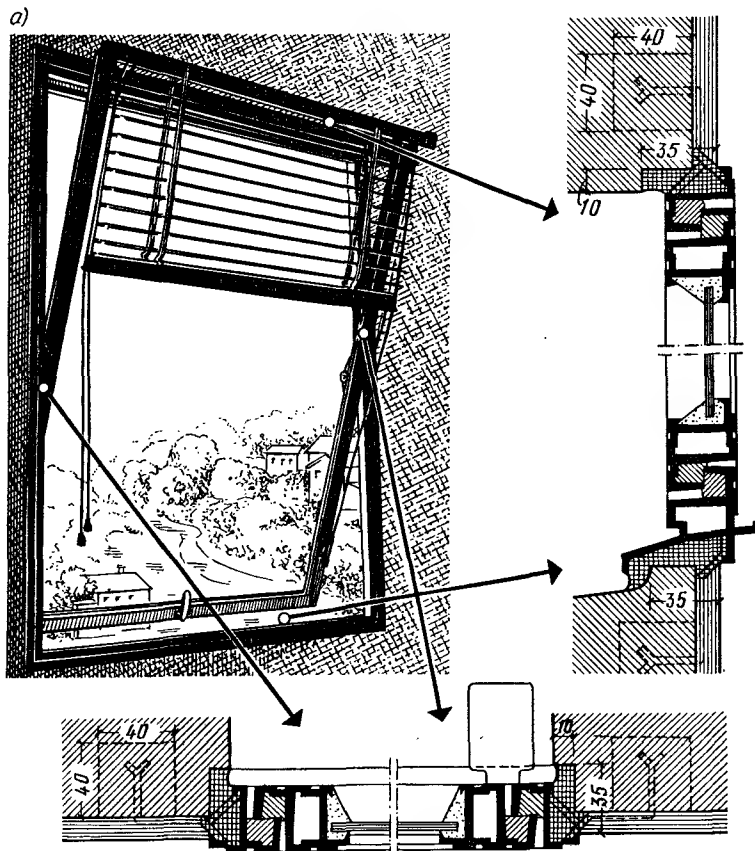
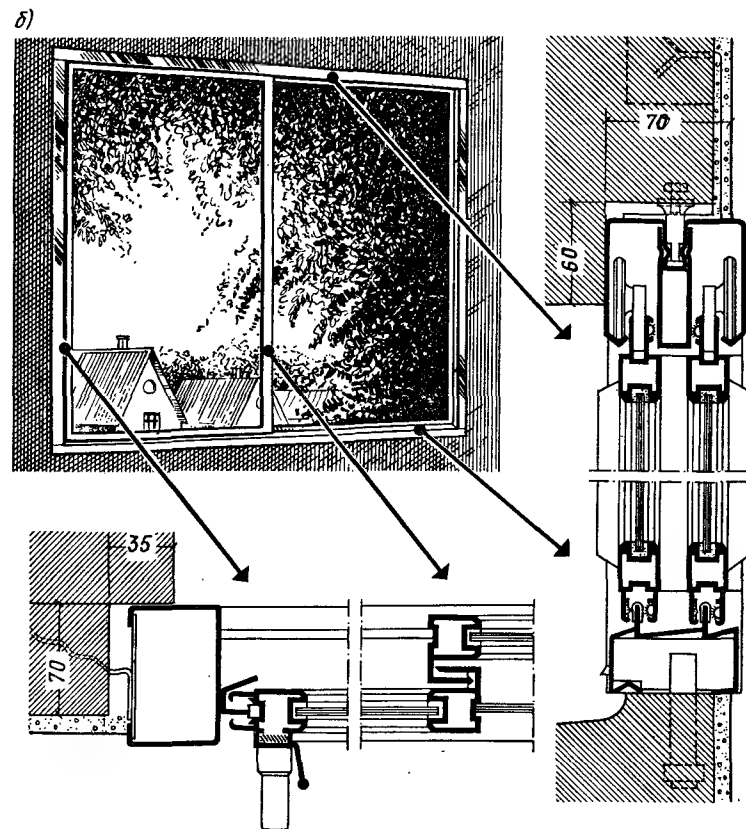


Рис. 2.3. Системы открывания оконных блоков
а — горизонтально; б — раздельное (а 83)

переплетов вместо деревянных уменьшает теплотери на 50% и вдвое увеличивает звукоизоляцию.

Повышение качества керамзитобетонных панелей позволило отказаться от применения коробки для оконных переплетов. В качестве коробки для окон использован контур оконного проема панели, который выполнен с учетом профиля примыкающих створок. Отказ от заделки коробки окна в четверти панели обеспечило повышение теплофизического качества стен и снизило трудоемкость изготовления панели с проемом.



Материалом для переплетов кроме древесины и алюминия, может служить сталь, пластмасса и различные комбинации из этих материалов. Оконные и балконные створки и рамы могут изготавливаться из профилей сплошного или полого сечения. Сплошного сечения, как правило, изготавливаются деревянные и пластмассовые детали переплетов. Полые элементы из алюминия или жесткого пенополивинилхлорида (ПВХ), с заполнением теплоизоляционным материалом или без него, жесткие ПВХ и пенополиуретан являются хорошим заменителем древесины. Использование в качестве заполнителя теплоизоляционного материала приводит к ликвидации мостиков холода.

Алюминиевые и пластмассовые профили позволяют

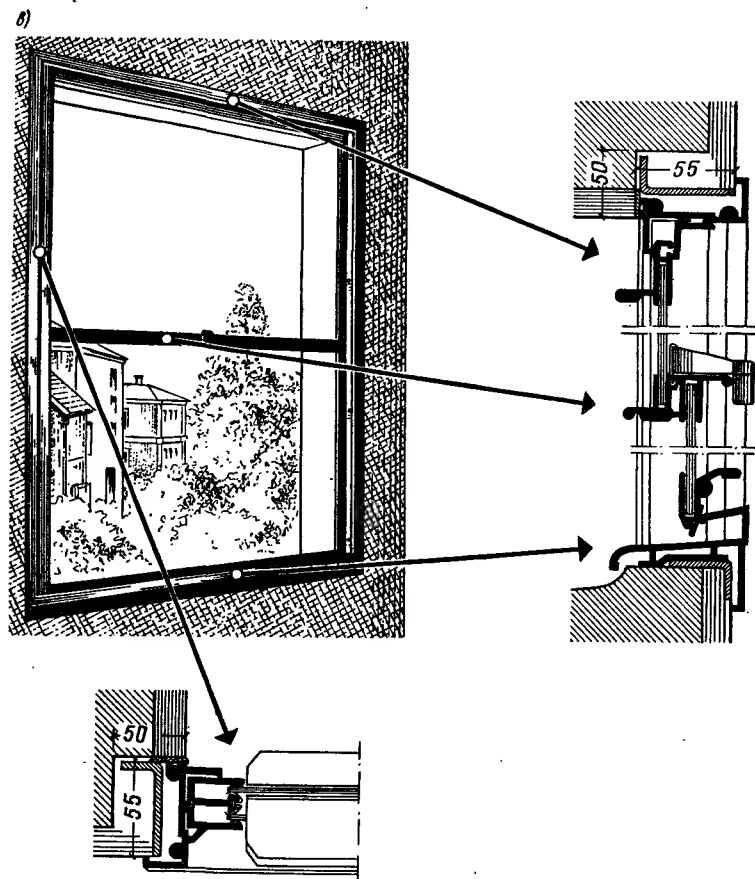
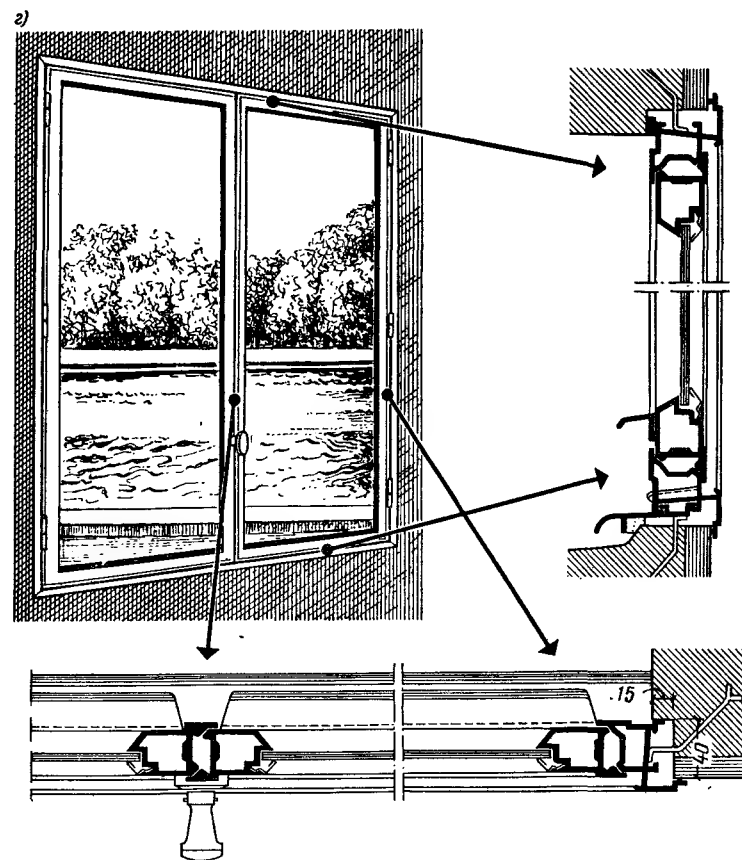


Рис. 2.3. Системы открывания оконных блоков
а — фрамужное; б — вертикальное (с. 85)

применять одинарное и двойное остекление, уплотняющие прокладки по периметру остекления обеспечивают полную герметизацию. Остекление блоков стеклопакетами увеличивает теплозащитные качества их, но приводит к удорожанию.

Для I климатического района с сравнительно меньшим количеством солнечных дней следует рекомендовать применение стен с большей площадью окон, но с тройным остеклением.

В зависимости от функционального назначения зданий



применяются и различного типа оконные блоки. Например, для гостиничных зданий наиболее целесообразно проектировать окна с горизонтальным открыванием, а для жилых зданий — с раздельным открыванием боковой створки (рис. 2.3).

2.4. Перекрытия, подвесные потолки и полы

Перекрытия в крупнопанельных зданиях из расчета двух-трехстороннего опирания на внутренние стены проектируются из железобетонных полнотелых панелей толщиной 14 см. В каркасных зданиях обычно в качестве перекрытий используются железобетонные много-

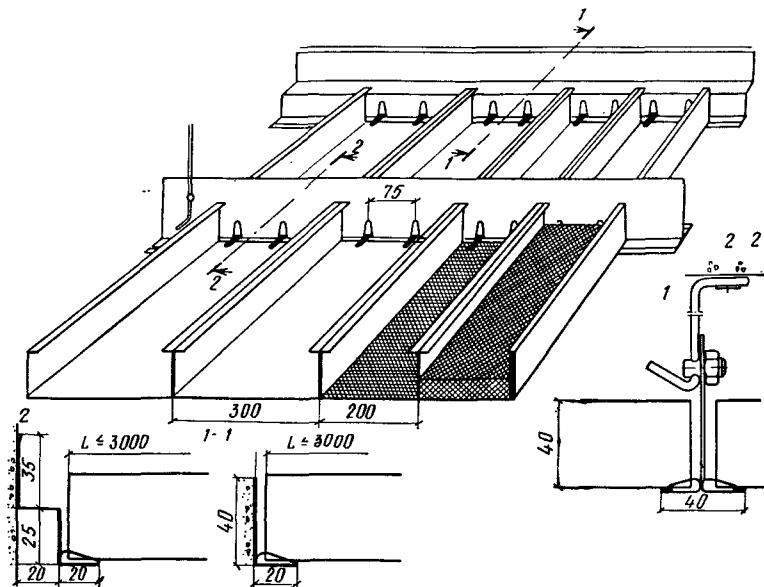


Рис. 2.4. Подвесной потолок
1—узел навески; 2—узлы пристенных опираний

пустотные панели толщиной 22 см. В панелях перекрытий предусматриваются каналы для прокладки внутренней электропроводки.

В общественных зданиях с развитой системой технической разводки и потолочного освещения применяются подвесные потолки из алюминиевых конструкций, различных по секционности, профильности и отделке. При необходимости усиления звуко- и теплоизоляции на элементы подвесного потолка укладываются маты из стекловаты или минеральная вата, обернутая фольгой (рис. 2.4).

Элементы подвесного потолка крепятся к несущему каркасу потолка винтами, защелками и другими способами.

Полы в жилых и общественных крупнопанельных зданиях настилаются из паркета, паркетных щитов или линолеума, укладываемых на звукоизолирующие прокладки из древесно-волоконистых и древесно-стружечных плит. В случае применения линолеума на вспе-

ненной или тканевой основе звукоизолирующие прокладки могут не применяться.

За рубежом получили широкое распространение полы с ковровыми покрытиями, наклеиваемыми на железобетонные перекрытия, предварительно выровненные слоем из полимерцемента.

2.5. Звукоизолирующие легкие слоистые перегородки

Применение легких слоистых гипсовых перегородок на металлическом каркасе обеспечивает снижение материалоемкости и трудоемкости. Легкие слоистые перегородки с металлическим каркасом собираются на стройке. В зависимости от целевого назначения перегородки изготавливаются толщиной от 8 до 20 см из одного или трех слоев сухой гипсовой штукатурки (СГШ). Каркас перегородок монтируется из вертикальных стоек и двух горизонтальных направляющих, ширина которых соответствует ширине стоек. Крепление осуществляется дюбелями с шагом 450 мм. Полки стоек промазываются кумароно-каучуковой мастикой. Все стыки СГШ, углы и места примыкания перегородок к стенам шпаклюются синтетической водостойкой шпатлевкой.

Для повышения звукоизолирующих качеств СГШ производится прокладка слоя полужестких минеральных плит толщиной 50 мм, приклеиваемых мастикой. Для усиления огнестойкости перегородка обшивается асбестоцементными листами, толщиной 10 мм (ГОСТ 18124—75 с изм.).

Легкие слоистые перегородки толщиной 40 мм с деревянным каркасом собираются из элементов шириной 1000 мм. Каркас панелей из деревянных брусков сечением 40×54 и 40×70 мм.

Монтаж легких слоистых перегородок производится вручную, а подъем комплектов изделий на этажи — башенным краном. Перегородки с деревянным каркасом могут изготавливаться в заводских условиях в виде панелей на комнату и монтироваться также башенным краном.

2.6. Чердаки

К значительному улучшению системы вентиляции привело внедрение теплового чердака в 12—25-этажных зданиях, что обеспечило устойчивую работу вентиляции, снижение расхода тепла, улучшение теплового режима верхних этажей. Высота теплового чердака, равная 240 или 280 см, позволяет разместить все инженерно-техническое оборудование зданий. Для удобства пользования помещением чердака конструкции несущие перекрытия над чердаком (кровлю) следует проектировать рамного типа с опорной частью простенка 18×40 см (рис. 2.6, 2.5). Плоская чердачная крыша обеспечивает надежный отвод воды по лоткам и внутренним водосточкам. В торце лотка предусмотрены отверстия для аварийного слива талых и ливневых вод, а также в случае засорения водостоков.

Температурно-влажностный режим обеспечивается теплым чердаком, служащим камерой для сбора воздуха из многочисленных квартирных каналов и выброса через одну вытяжную шахту.

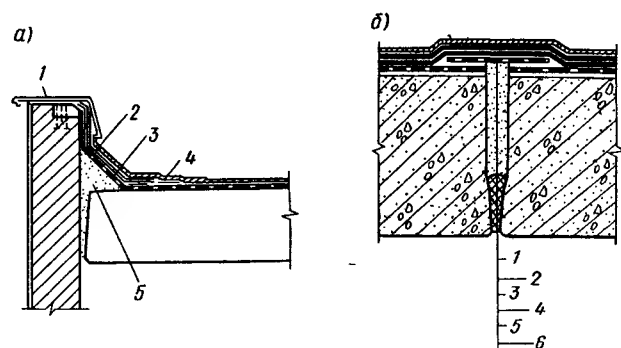


Рис. 2.5. Конструкции чердачной крыши из керамзитобетонных панелей с рулонной кровлей и защитным слоем из фольгоизола

а — узел примыкания кровельной панели к фризсу; 1 — покрытие из оцинкованной стали; 2 — три слоя рубероида; 3 — трехслойный рулонный ковер; 4 — фольгоизол; 5 — фанка из цементного песчаного раствора; б — стык между кровельными панелями; 1 — фольгоизол; 2 — два слоя рубероида; 3 — липкая лента; 4 — цементный раствор; 5 — герметик или пакля; 6 — цементный песчаный раствор

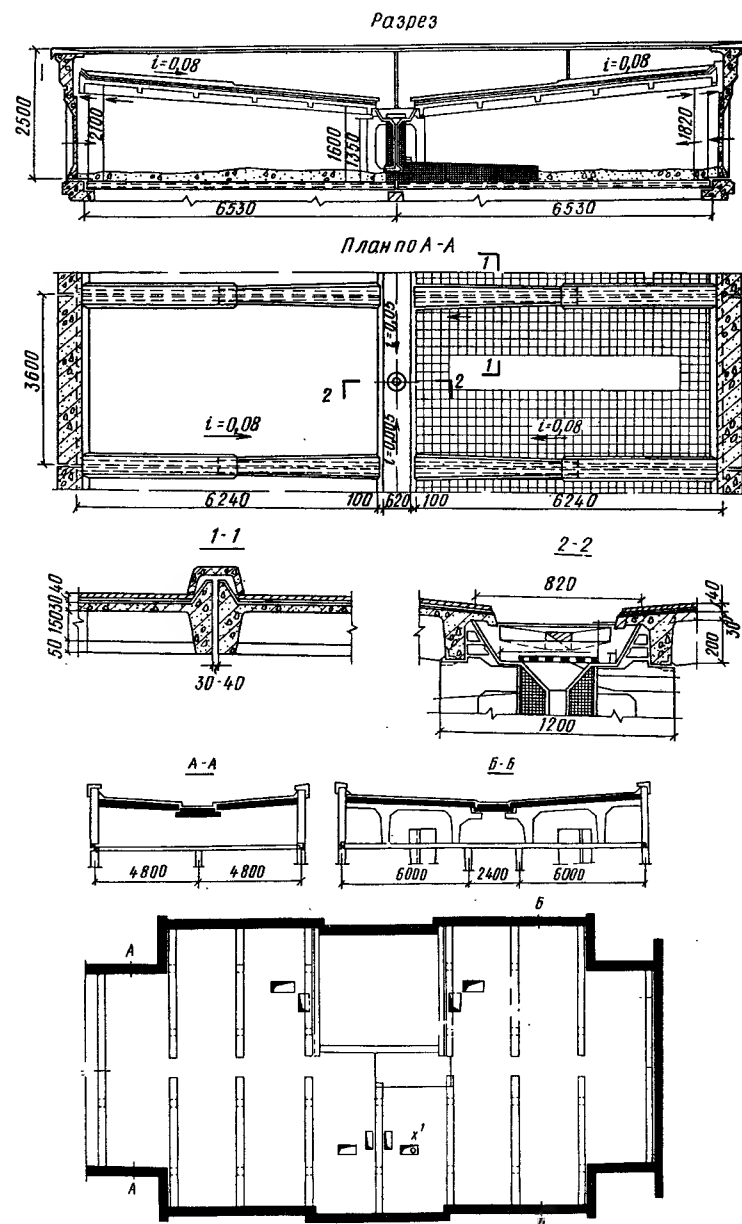


Рис. 2.6. Индустриальные конструкции чердака рамного типа (вверху с трехслойными панелями покрытий, внизу с керамзитобетонными панелями покрытий)

2.7. Кровли

Начиная с 1958 г. в Москве освоены индустриальные методы устройства крыш из лотковых железобетонных элементов с безрулонной кровлей полной заводской готовности (рис. 2.7). Кровельные панели корытообразные, укладываются ребрами вверх, несущие конструкции — рамы. Теплоизоляция кровельных панелей состоит

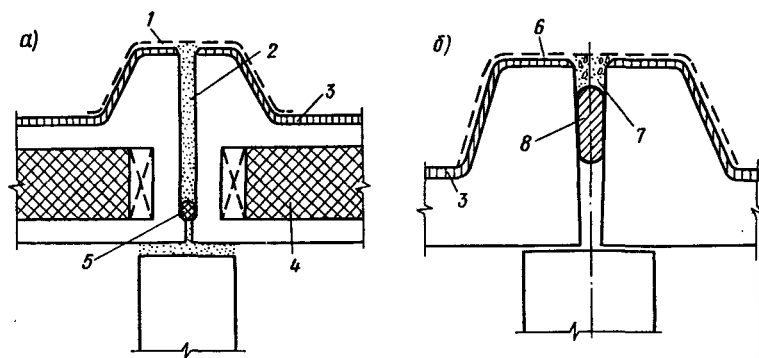


Рис. 2.7. Конструкция чердачной крыши из трехслойных (а) и полнотелых (б) панелей

1 — мешковина на мастике; 2 — цементный раствор; 3 — эмульсия ЭГИК; 4 — пенополистирол; 5 — гравит или пакля; 6 — слой мешковины на горячей битумной мастике; 7 — цементный раствор; 8 — гравит на клею КН-2

из слоя цементного фибролита или пенополистирола, толщиной 7,5 см, водоизоляция — мастики ЭГИК.

При возведении кровли производится лишь заделка стыков, т. е. заклепка их мешковиной по мастике. Общая толщина трехслойной кровли составляет 26 см, с уклоном 5—8°.

Второй вариант возводимых крыш представляет собой однослойные керамзитобетонные панели толщиной 35 см с рулонным накатом рубероида и нанесением защитного слоя из фольгоизола.

2.8. Лоджии, балконы и лестницы

Типизация зданий и их фрагментов закономерно касается и элементов архитектуры фасадов — лоджий и балконов. СНиП рекомендуют устраивать лоджии взамен балконов в качестве элементов, более соот-

ветствующих жилым домам повышенной этажности. Площади лоджий и балконов принимаются в пределах 3—4 м², высота ограждений — не менее 1,2 м. Лоджии и балконы рекомендуется размещать на фасадах зданий в смещенном положении по отношению к оконным проемам, т. е. в пределах глухих простенков, что снижает затененность помещений.

Лоджии и балконы как элементы индивидуализации фасадов зданий должны быть разными по конфигурации и ограждениям, неповторяемыми, и это не противоречит индустриализации строительства. Индустриальные опалубки, учитывающие возможность дополнения или изъятия из них вкладышей, обеспечивают разнообразие форм лоджий (рис. 2.8). Учитывая сложность монтажных работ в условиях большой высоты, особо необходимым качеством лоджий многоэтажных зданий следует считать их монументальность и долговечность. Немаловажным вопросом эксплуатации лоджий является организация водостока. Он должен быть открытым и обращенным в сторону, противоположную фасаду здания.

Если перекрытия и балконные плиты составляют единую конструкцию, то не исключены протечки и промерзания в местах из сопряжения с наружной стеной, поэтому предпочтение следует отдавать их разделному проектированию. В этом случае балконная плита устанавливается в опорной части толщиной 14 см с «зубом» 5 см, образующим барьер и исключая проникание уличной влаги внутрь конструкции наружной стены. Между четвертью панели наружной стены и балконной плитой укладывается утеплитель, цементный раствор и герметик (рис. 2.9). Балконная плита имеет уклон к наружному краю плиты толщиной 9 см, который снабжается «капельником». Одной из разновидностей устройства лоджий, обеспечивающей полную изоляцию наружных стен от проникновения влаги во внутрь стыков является устройство навесных консольных стен, несущих, в свою очередь, плиты лоджий. Консольные стены крепятся анкерами в стыках наружных стен к перекрытиям (рис. 2.10).

Лестничные Z-образные, унифицированные марши для жилых и общественных зданий проектируются в соответствии с ГОСТом (рис. 2.11). В зависимости от общего решения лестнично-лифтового узла и разрезки его на составные части они могут устраиваться отдельно от площадок с опиранием на них.

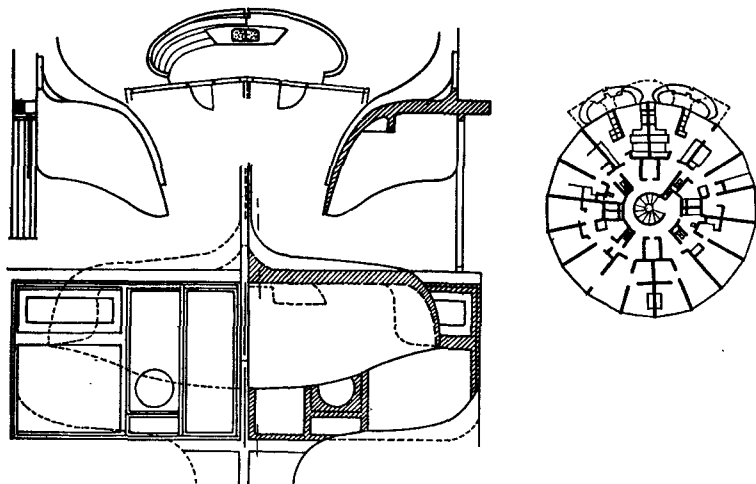


Рис. 2.8. План и разрезы лоджий жилых домов

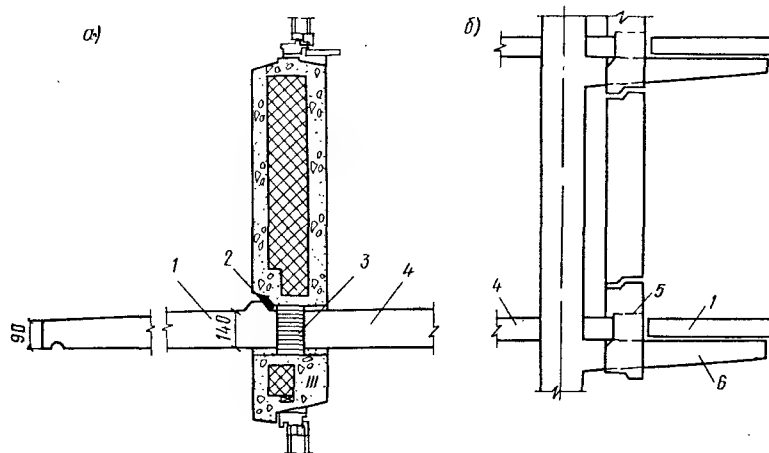


Рис. 2.9. Варианты решений отдельных конструкций балконов и панелей перекрытий с теплоизолирующими и гидроизолирующими вкладышами

а — панельных зданий; б — каркасно-панельных зданий; 1 — балконная плита; 2 — «зуб» с гидроизоляцией; 3 — термовкладыш; 4 — панель перекрытия; 5 — панель наружной стены, б — консоль каркаса

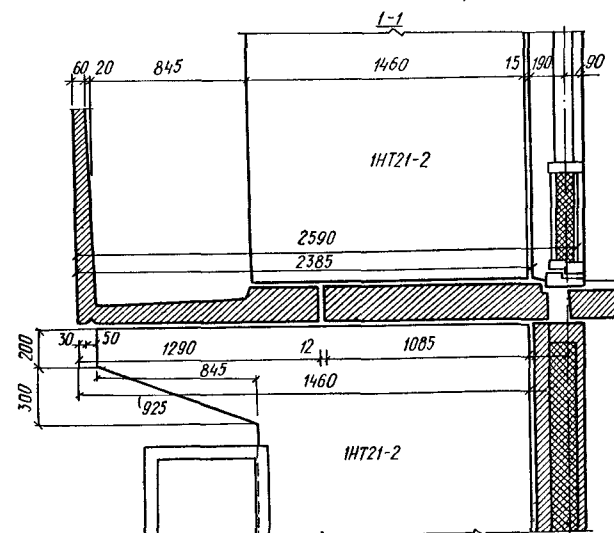
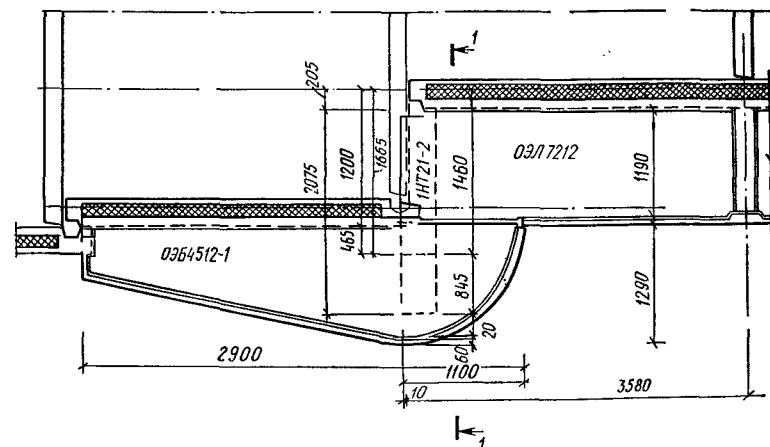


Рис. 2.10. Вариант конструкции навесной лоджии

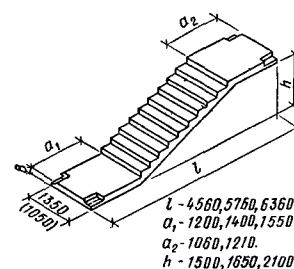


Рис. 2.11. Унифицированный
лестничный марш для жилых и
общественных зданий

2.9. Стыки ограждающих элементов. Современные изоляционные материалы

Стыки панелей наружных стен. Панели наружных стен как по конструктивным, теплофизическим, так и по архитектурным качествам должны соответствовать требованиям долговечности, поэтому к особо ответственным элементам наружных стен относятся стыковые соединения. К стыкам предъявляются определенные требования. Они должны быть простыми в изготовлении, складировании, перевозке и монтаже, водо- и воздухопроницаемыми, обладать сопротивлением теплопередаче, звукопроницаемости и огнестойкостью.

Керамзитобетонные полнотелые и трехслойные железобетонные панели с внутренним слоем утеплителя применяются в крупнопанельном домостроении, но с поэтажной разрезкой «бубличной» формы с нижним горизонтальным профилем-зубом высотой 7 см и верхним горизонтальным профилем, имеющим ему соответствующий гребень. Вертикальные боковые профили снабжены четвертями для укладки утеплителя и устьями для герметизации (рис. 2.12).

Панели наружных стен каркасных жилых и общественных зданий имеют поясную двухрядную горизонтальную разрезку, т. е. ряд подоконных панелей длиной, равной расстоянию между колоннами, навешанных на перекрытия, и второй ряд панелей-вставок (так же, как окон) между ними. Следует отметить, что в настоящее время для каркасных зданий осваиваются панели Ш-образной формы, исключаяющие мелкогабаритные панели-вставки и вместе с ними горизонтальные швы. Горизонтальные и вертикальные профили панелей каркасных зданий аналогичны профилям «бубличных» панелей. Формы перечисленных типов панелей технологичны в изготовлении, складировании (с прокладками под зуб) и монтаже (с фиксацией зуба на гребне). Разрезка «бубличных» панелей находится в зоне междуэтажных перекрытий, а панелей каркасных зданий — в зоне помещений (см. рис. 2.1).

Прочность и долговечность стыков между панелями в значительной степени зависит от их конструктивного решения, т. е. от вида соединительных металлических связей между закладными деталями стыкуемых панелей, от надежности самих связей и закладных

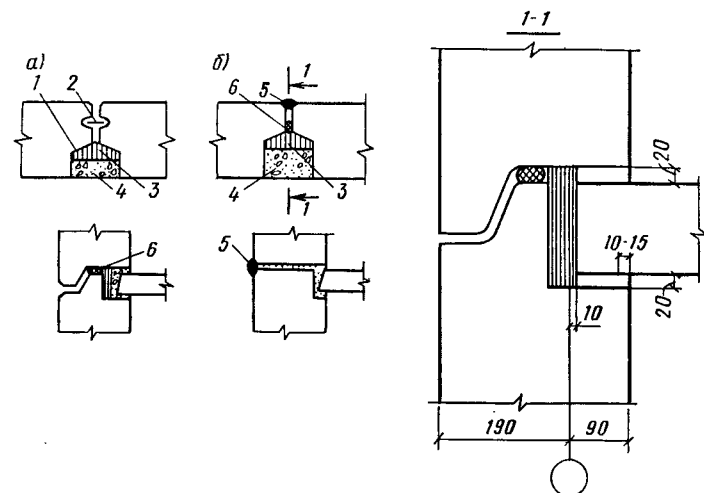


Рис. 2.12. Горизонтальные и вертикальный стыки панелей наружных стен

а — открытый стык; б — закрытый стык; 1 — воздухозащитная лента; 2 — водоотводная лента; 3 — утеплитель (пенопласт); 4 — бетон; 5 — гернит; 6 — мастика

деталей, в защите от коррозии. Температурные колебания, усадки и неравномерные осадки отдельных частей зданий, растягивающие и сжимающие усилия приводят к раскрытию швов в стыках, образованию трещин и, как следствие, к проникновению атмосферной влаги как в конструкции панелей, так и во внутрь жилых помещений. Поэтому связи между панелями должны принимать по расчету с учетом температурных воздействий и усилий от возможной неравномерной осадки здания.

Во избежание коррозии закладных деталей и накладных связей, а также арматуры в теле стеновых панелей, особенно при крупнопористой структуре материала панелей, целесообразна облицовка лицевой поверхности панелей керамическими плитками, которые создают защиту от проникания во внутрь атмосферной влаги. Учет температурных деформаций особенно важен при конструировании стыков зданий повышенной этажности, так как раскрытие швов достигает максимальных величин в верхних этажах. Для защиты стыков от продуваемости и протечек их заполняют следующими герметиками и мастиками: нетвердеющей мастикой; от-

верждающей тиоколовой мастикой АМ-05, КБ-05; отверждающей бутилкаучуковой мастикой гермабутил-1; гермабутил-11; герлатом; герметиком, твердеющим на основе ТМП-полимера (для герметизации закрытых стыков).

Для районов с суровым климатом рекомендуется мастика герметизирующая нетвердеющая, морозостойкая «Тегерон»; отверждающая кремнийорганическая мастика эластосил 11-06. Для герметизации бетонных стыков, деталей из стали, алюминия, стекла применяется эластосил 137-81 (клей герметик). Расход мастики на 1 м стыка колеблется от 0,3 до 0,7 кг.

До 60-х годов стыки панельных стен выполнялись «закрытыми»: горизонтальные — плоскими платформенными на растворе, устье вертикальных стыков уплотнялось смоленой паклей и расширялось раствором или мастикой (см. рис. 2.8,б). С 70-х годов в горизонтальных швах предусматриваются противодрожжевые зуб и гребень с укладкой между ними упругой гернитовой прокладки и нанесением тиоколовой мастики по всей поверхности стыка и устью. Однако в результате разности давления по обе стороны уплотняющего слоя или под действием капиллярных сил дождевая влага через отслоения в герметизирующем слое в результате нетщательной подготовки поверхностей и нанесения герметика или его «старения» проникает в стык. Использование герметиков в строительстве обусловило применение открытого стыка. В горизонтальном шве открытого стыка водо- и воздухозащиту выполняет зуб и гребень панелей, а также гернитовый шнур, наклеенный на гребень клеем КН-2 и обжатый вышеустанавливаемой панелью (см. рис. 2.8,а). Функцию теплозащиты выполняет утепляющий пакет из пенополистирола ПСБ-С. В опоре панелей на перекрытия укладывается цементно-песчаный раствор.

В вертикальном стыке осуществляется раздельная воздухо- и водозащита. На расстоянии 7 см от лицевых поверхностей панелей устраиваются пазы для укладки водозащитной алюминиевой ленты с продольной гофрировкой, способствующей разделению потока дождевой влаги на отдельные струи и предотвращению проникания воды в поперечном направлении. За водозащитной лентой в устье предусмотрен декомпрессионный канал, выравнивающий давление с разных сторон ленты. Зона воздухозащиты расположена за зоной водозащиты, и ее герметизация выполняется наклейкой (клеем КН-2)

эластичной атмосферостойкой резиновой ленты «герволент» на четверти стыка. При этом необходимо верхние грани и торцы панелей в заводских условиях покрывать специальным грунтовочным составом типа 51Г-18 и ЛСГ-501, защищающим бетон от увлажнения. Затем стык утепляется пакетом из пенополистирола ПСБ-С и образовавшийся колодец заливается цементно-песчаным раствором.

Для многоэтажных зданий снижение общей массы диктует необходимость проектирования наружных стен в виде легких навесных панелей, нагрузка от которых ($0,5—0,3 \text{ кН/м}^2$) передавалась бы через перекрытия несущим конструкциям. Незначительная толщина панелей (15—20 см) размером $60 \times 300 \text{ см}$, массой до 70 кг позволяет производить их монтаж сухим (без раствора) способом при помощи болтовых соединений вручную. Крепление панелей наружных стен к перекрытиям производится соединительными планками или уголками с овальными отверстиями, обеспечивающими возможность рихтовки панелей в трех направлениях, в некоторых случаях с последующей сваркой (рис. 2.13). При выполнении наружного слоя панели из алюминия или

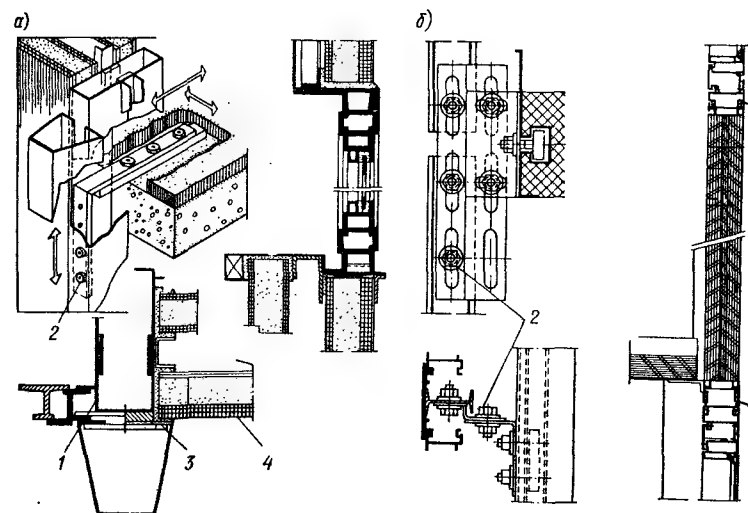


Рис. 2.13. Узлы крепления легких навесных панелей

а — крепления к перекрытиям; б — крепления к колоннам; 1 — вертикальная направляющая стойка; 2 — крепежные и рихтовочные болты; 3 — герметик; 4 — навесная панель

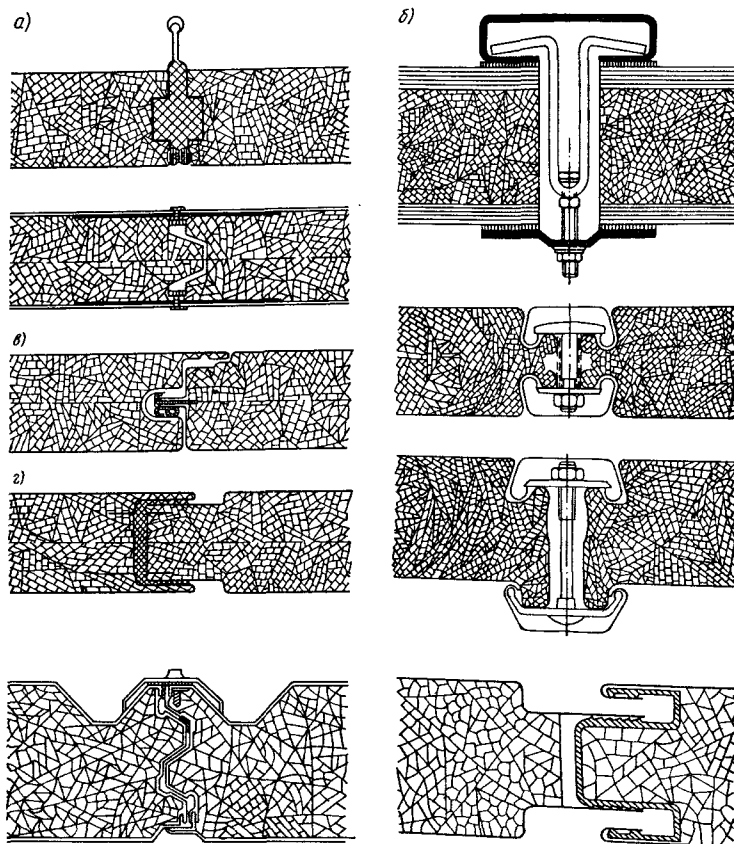


Рис. 2.14. Варианты профилированных стыковок легких навесных панелей

а — с пазом; б — с болтовой подтяжкой; в — с четвертью; г — со шпунтом

нержавеющей стали необходимо вертикальные кромки панелей изготавливать профилированными в шпунт, в четверть или в паз для более герметичной стыковки панелей между собой (рис. 2.14). При этом после промазки стыкуемых профилей герметиками возможна подтяжка болтов и в стыках, и в опоре панелей на перекрытия.

За рубежом в строительстве широко распространен прием устройства вертикальных иногда горизонтальных направляющих, что облегчает фиксирование панелей на

двух этажах. Кроме того, выступ направляющих может служить колеей подвесной люльки для очистки фасадов и ремонта стыков панелей (см. рис. 2.13,а).

Разрезка фасадных стен на легкие панели, их фактура, облицовочные наружные и внутренние слои, материалы утеплителя могут быть самыми разными. Недостаток массивности наружных стен из легких панелей компенсируется увеличением их термического сопротивления теплопередаче и звукоизоляции. Для повышения звукоизолирующей способности легких стен рекомендуются слоистые или раздельные конструкции со сплошной воздушной прослойкой не менее 60 мм. Особое значение при проектировании легких панелей приобретает огнестойкость принимаемых материалов.

Решение конструктивных и узловых соединений стыков и размеров панелей должно приниматься в зависимости от коэффициента температурного расширения применяемых материалов. Они должны иметь допуски перемещения по контуру (особенно это важно при облицовке наружной стороны панели специальным стеклом) в пределах 2—3 мм. Поэтому в стыках легких панелей наружных стен вместо цементного раствора рекомендуется применять пластмассовые материалы.

2.10. Основные требования строительной физики к наружным стенам

В целях сокращения потерь тепла в зимний период и поступлений тепла в летний период при проектировании отдельных частей гражданских зданий (наружных стен, перекрытий и др.) необходимо в наружных ограждающих конструкциях утеплитель защищать от воздухопроницания, применяя для этого бетон, керамзитобетон с облицовкой керамической плиткой, асбестоцементные, алюминиевые и стальные листы. Назначение пароизолирующих материалов — защитить утеплитель от влажности, образующейся в помещении. Нормами строительной теплотехники (СНиП II-3-79) предусмотрен подбор строительных материалов, конструкций стен и перекрытий и производство следующих теплотехнических расчетов:

сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций, $\text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$:

$$R_{\text{тп}}^{\text{гр}} = n(t_1 - t_2) / \Delta t \cdot 8,7,$$

где n — коэффициент ограждающих конструкций для наружных стен, чердачных перекрытий равен 1, перекрытий над цокольным этажом — 0,75; t_1 — внутренняя температура, 18 °С; t_2 — наружная температура для I климатического района равна — (—31 °С), для II — (—26 °С), для III — (—14 °С); Δt — нормативный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции, для наружных стен жилых и общественных зданий он равен 6 °С, для чердачных перекрытий — 4,5 °С, для цокольных перекрытий — 2,5 °С; 8,7 — коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающей конструкции.

Теплоустойчивость ограждений рассчитывается по формуле

$$\Psi = 1,303/0,133 + \frac{0,1}{T},$$

где 1,303 — величина сопротивления теплопередаче ограждений; 0,133 — величина сопротивления тепловосприимчивости; T — коэффициент теплоусвоения внутренней поверхности стен, для —31 °С = 5,5; для —26 °С = 5,1; для —14 °С = 4,1.

Требуемое сопротивление воздухопроницаемости наружных стен, $\text{м}^2 \cdot \text{ч} \cdot \text{Па} / \text{кг}$:

$$R_{\text{вп}}^{\text{тп}} = 0,1 v^2 \cdot R_0^{\text{тп}},$$

где v — скорость ветра (для Москвы 5,6 м/с); $R_0^{\text{тп}}$ — требуемое сопротивление теплопередаче наружной стены, $R_0^{\text{тп}} = 1,18 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$.

Требуемое сопротивление паропроницаемости наружных стен, $\text{м}^2 \cdot \text{ч} \cdot \text{Па} / \text{мг}$:

$$R_{\text{п}}^{\text{тп}} = 1,2(e_{\text{в}} - e_{\text{н}}),$$

где $e_{\text{в}}$ — упругость водяного пара внутреннего воздуха; $e_{\text{н}}$ — упругость водяного пара наружного воздуха.

Таким образом, на основе произведенных расчетов, по показателям следует подобрать материалы и конструкции, теплотехнические качества которых указаны в СНиП II-3-79.

При конструировании панелей наружных стен следует учитывать также сопротивление теплопередаче окон с двойным остеклением раздельного переплета, обеспечивающих сопротивление, равное $0,38 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$; с двойным остеклением спаренного переплета — $0,34 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$; с двойным остеклением раздельно-сближенного дерево-металлического переплета — $0,45 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$.

Температуру внутренней поверхности ограждающих конструкций в зоне стыка панелей следует рассчиты-

вать также по указанному СНиП, но принимаемые конструкции и материалы должны обеспечивать минимальную температуру внутренней поверхности в зоне стыка не менее 8,64 °С, т. е. не превышающей точки росы.

При конструировании, выборе материала панелей и стыков между ними необходимо учитывать данные, влияющие на тепловой режим внутренней поверхности ограждений. По данным практики стык однослойных керамзитобетонных панелей обеспечивает температуру внутренней поверхности стыка равную 9,2 °С; стык трехслойных панелей, утепленных пенопластом ПСБ — 9,53 °С, а утепленных цементным фибролитом — 8,64 °С.

Примыкание к стыку внутренней перегородки увеличивает температуру поверхности в зоне стыка при однослойных панелях с 9,2 до 10,43 °С; при трехслойных, утепленных пенопластом ПСБ — с 9,43 до 10,84 °С, а утепленных цементным фибролитом — с 8,64 до 10,56 °С.

2.11. Противопожарные требования и методы огнезащиты конструкций

Несущие конструкции зданий повышенной этажности выполняются железобетонными или металлическими, поэтому возникают требования к огнезащите металлических конструкций, стойкости бетона (защитному слою), коррозии арматурной стали в конструкциях и коррозии бетона.

На несущие конструкции зданий повышенной этажности I-й степени огнестойкости в соответствии со СНиП II-2-80 установлены пределы огнестойкости: для несущих стен, колонн и стен лестничных клеток — 2,5 ч, лестничных маршей и площадок — 1 ч, наружных стен и внутренних перегородок — 0,5 ч, перекрытий — 1 ч.

В целях защиты металлических частей несущих конструкций производят: оштукатуривание по сетке слоем цементного раствора толщиной 30 мм; облицовку огнезащитными материалами (естественными камнями, перлитобетонном, керамической плиткой и др.); набрызг огнезащитным составом ВПМ-2, общей толщиной покрытия до 5—8 мм; бетонирование арматурной стали в панелях, колоннах, а также в перекрытиях и лестничных маршах.

Нанесенный защитный слой бетона ограждает арматуру от огня и агрессивного воздействия внешней среды. Защита арматурной стали и монтажных связей в конструкциях производится путем металлизации их цинком электрохимическим способом. Эта защита может быть надежной только в том случае, если цинковое покрытие не будет нарушено при монтажной сварке закладных деталей.

ГЛАВА 3. РАСЧЕТ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ НЕСУЩИХ СИСТЕМ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

3.1. Расчетные модели, типы связей

Несущая система многоэтажного здания образуется вертикальными несущими конструкциями, объединенными в единую пространственную систему с помощью горизонтальных несущих конструкций — перекрытий здания. На рис. 3.1 показана несущая система многоэтажного здания, образованная разнотипными вертикальными конструкциями, а на рис. 3.2 — основные типы плоских вертикальных несущих конструкций. В высоких зданиях эти конструкции иногда объединяют в пространственные ядра-стволы, возводимые обычно из монолитного бетона в скользящей или переставной опалубке. Как видно из рис. 3.2, вертикальные несущие конструкции состоят из вертикальных элементов (столбов, колонн) и связей, соединяющих эти элементы по вертикальным швам: сваренных между собой закладных деталей или выпусков арматуры, бетонных шпонок, выступов перекрытий, ригелей рам с жесткими узлами, перемычек или участков перекрытий над проемами между столбами бескаркасного здания и т. п. Эти связи являются связями сдвига, так как они препятствуют взаимному сдвигу смежных элементов по вертикальным швам.

Несущие конструкции, имеющие один вертикальный шов и, следовательно, один ряд связей сдвига, называются односвязными, два ряда связей — двухсвязными и т. д. (см. рис. 3.2). Если бы связи были шарнирными, то каждый столб деформировался бы самостоятельно (рис. 3.3,а), а связи, поворачиваясь без сопротивления, оставались бы горизонтальными. Реальные связи всегда

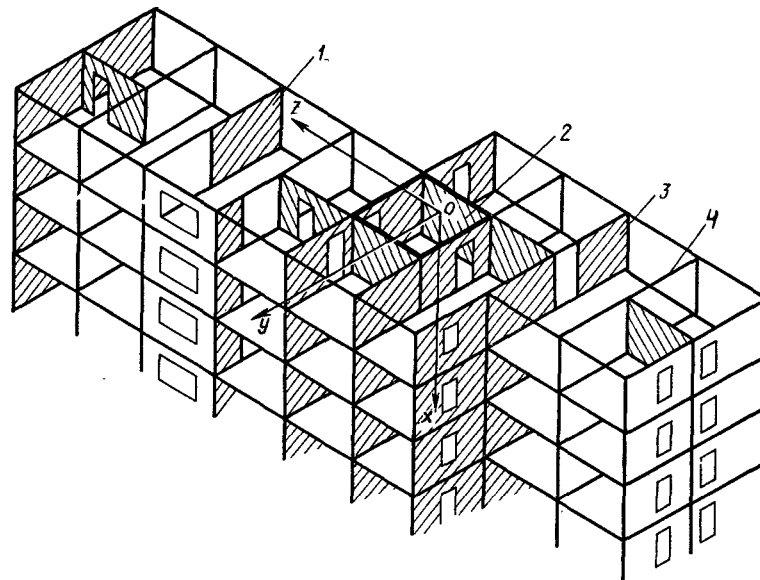


Рис. 3.1. Схема несущей системы многоэтажного здания
1 — рамедиафрагма; 2 — ядро (ствол); 3 — дифрагма; 4 — рама

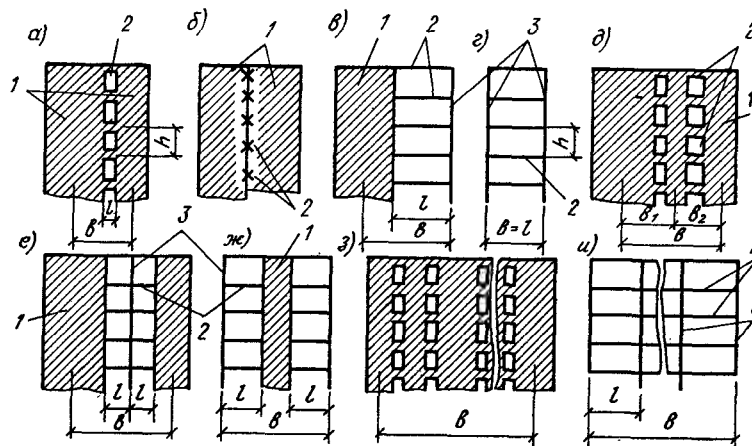


Рис. 3.2. Основные типы плоских вертикальных несущих конструкций многоэтажного здания

а — в — односвязные конструкции, д, е, ж — двухсвязные конструкции; з, и — многосвязные конструкции (а, б, д, з — дифрагмы; в, и — рамы; в, е, ж — рамедиафрагмы); 1 — столбы; 2 — связи; 3 — колонны

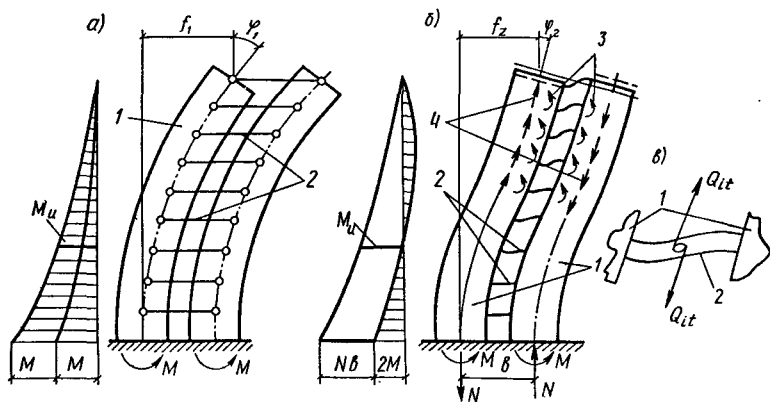


Рис. 3.3. Схема работы связей сдвига

а — шарнирных; б — реальных; в — деталь деформирования связи (перемычки), 1 — столбы; 2 — связи; 3 — моменты; 4 — поперечные силы Q_{it} , передаваемые на столбы связями

сопротивляются изгибу и сдвигу и тогда столбы деформируются так, как показано на рис. 3.3,б. В уровнях соединения связей со столбами возникают местные моменты и перерезывающие силы. Перерезывающие силы Q_{it} от связей накапливаются по длине столба и создают в нем нормальную силу N (см. рис. 3.3,в). Внешний момент в этой схеме равен, согласно рис. 3.3,б:

$$M_u = 2M + Nb,$$

поэтому при одинаковом внешнем моменте M_u моменты в столбах по схеме рис. 3.3,а будут больше, чем моменты по схеме рис. 3.3,б так же, как и перемещения

$$f_1 \gg f_2; \varphi_1 \gg \varphi_2.$$

Несущая система многоэтажного здания может быть схематизирована различными расчетными моделями: дискретными, континуальными и дискретно-континуальными. В дискретных моделях сохраняется дискретное расположение связей и вертикальных элементов, заданное в действительной несущей системе, но дискретизация обычно углубляется членением элементов на более мелкие участки (метод конечных элементов, метод сосредоточенных деформаций) или заменой континуума стержневой решеткой. Расчет несущих систем в целом на основе

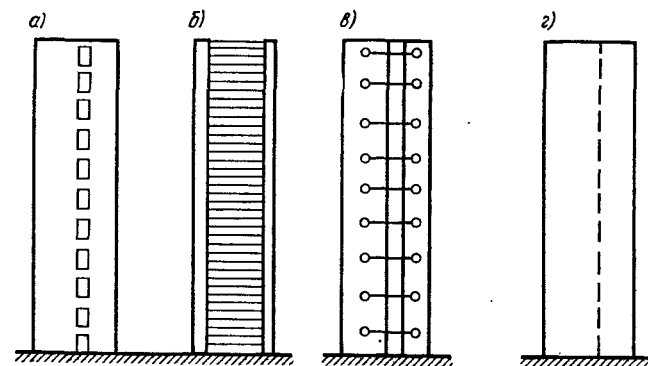


Рис. 3.4. Расчетные модели односвязной диафрагмы

а — действительная конструкция; б — дискретно-континуальная модель, в — консольная модель с шарнирными связями; г — то же, с абсолютно жесткими связями

этих моделей требует решения систем алгебраических уравнений весьма высоких порядков, что затрудняет пока применение этих моделей.

Континуальные модели рассматривают здание как сплошную многостенчатую призматическую оболочку с вертикальной или горизонтальной осью. Эти расчетные модели находят применение только при расчете ядер-стволов и объемно-блочных зданий, однако наличие проемов вынуждает прибегать к специальным мерам приведения модели к заданной системе (см. гл. 4).

В дискретно-континуальных моделях сохраняется заданное дискретное расположение вертикальных элементов несущей системы, но сосредоточенные связи заменяются континуальными, т. е. непрерывно распределенными по высоте здания (рис. 3.4,а,б).

Так как обычно несущая система монотонна¹ по высоте, то расстояние между действительными сосредоточенными связями и жесткости этих связей равны во всех этажах. Следовательно, погонная податливость (жесткость) распределенных связей будет постоянна по высоте здания для каждого вертикального шва (при линейной постановке расчета). Для рассматриваемой односвязной диафрагмы статическая неопределимость

¹ Монотонность — геометрическая тождественность одноименных железобетонных элементов во всех этажах здания (частный случай регулярности).

раскрывается решением одного дифференциального уравнения, в котором неизвестной является функция распределения по высоте диафрагмы нормальной силы $N(x)$ в столбе или континуальной перерезывающей силы Q_{ii} в перемычках.

Для сложных несущих систем и многосвязных вертикальных несущих конструкций получается система дифференциальных уравнений, число которых (как и число функциональных неизвестных) равно числу вертикальных швов между элементами. Переход к непрерывному распределению связей предполагает, что число этажей достаточно велико для того, чтобы сосредоточенные воздействия от перекрытий, перемычек или других связей сдвига можно было бы считать непрерывно распределенными по высоте несущих конструкций. Опыты и расчеты показали, что уже для 5-этажного здания такое предположение оправдывается.

Разновидностью дискретно-континуальной модели является консольная модель, в которой все связи сдвига приближенно считаются либо шарнирными, либо совершенно жесткими (см. рис. 3.4, в, г). Эта модель используется, например, для расчета зданий со связевым каркасом (п. 3.3 и гл. 5), в которых узлы соединения ригелей с колоннами специально конструируются шарнирными, либо на восприятие момента, не превышающего 55 кН·м, и, следовательно, приближенно могут считаться шарнирными. В то же время сварные связи между колоннами и стенками жесткости почти совершенно жестки, так что объединенные ими вертикальные элементы рассматриваются как единый сплошной консольный стержень.

Из рассмотренных расчетных моделей многоэтажного здания дискретно-континуальная наиболее универсальна и удобна для расчета сложных несущих систем. Основанные на ней практические приемы расчета разработаны достаточно полно, поэтому в дальнейшем изложении используется главным образом эта расчетная модель.

3.2. Особенности нагрузок, предельные перемещения

В элементах несущей системы многоэтажного здания усилия определяются исходя из принятой расчетной модели здания и заданных нагрузок и воздействий.

Так как все элементы несущей системы взаимосвязаны и работают солидарно, — усилия в них должны определяться из комплексного расчета всей несущей системы в целом, при податливом основании — с учетом совместных деформаций системы: здание — основание.

Нормативные документы регламентируют нагрузки и воздействия. Однако отметим, что бывают особые случаи, специфичные для многоэтажных зданий, требующие дополнений к указаниям СНиП

Полная вертикальная нагрузка в жилых и общественных зданиях складывается из собственного веса конструкций и полезной нагрузки — веса людей, мебели, снега. Так как вероятность одновременного нагружения всех междуэтажных перекрытий полезной нагрузкой уменьшается с увеличением этажности здания, нормы СНиП разрешают снижать полезные нагрузки при расчете вертикальных элементов и фундаментов. Однако, согласно СНиП, это снижение различно для разных этажей, что осложняет расчет многоэтажной несущей системы в целом, так как с изменением рассчитываемого уровня x меняется временная нагрузка на всех вышерасположенных перекрытиях. Кроме того, для расчета несущей системы с учетом сопротивления связей надо знать нагрузку не только выше, но и ниже рассчитываемого уровня, о чем в СНиП ничего не говорится.

Анализ временной нагрузки для гражданских зданий разной этажности (с учетом ее снижения по СНиП) показывает, что она составляет не более 7% полной вертикальной нагрузки, приходящейся на столбы, колонны, фундаменты здания. Поэтому можно рекомендовать для расчета несущих систем жилых и гражданских зданий разной этажности принимать одинаковое для всех уровней значение коэффициента снижения η_3 .

Этажность здания	9	12	16	20	25	30	35	40	50 и более
η_3	0,57	0,54	0,51	0,49	0,47	0,45	0,44	0,43	0,42

Это позволит считать вертикальные нагрузки в многоэтажных зданиях с монотонной структурой равномерно распределенными по высоте. При этом значение полной нагрузки в уровне x будет отличаться от подсчитанной

по СНиП не более чем на 1%. Погонная нагрузка от перекрытий на i -й вертикальный элемент (пренебрегая небольшим различием в этажных нагрузках от кровли, от технического этажа и т. п.) составляет

$$p_i = \frac{\sum F_{i,st}}{H},$$

где $F_{i,st}$ — нагрузка, приходящаяся на вертикальный элемент i по грузовой площади от перекрытия одного этажа здания (сумма берется по всем этажам)

$$F_{i,st} = (G_i + \eta_3 V_i)_{st},$$

где G_i — постоянная; V_i — временная нагрузка одного этажа; H — высота здания.

К этой нагрузке надо добавить собственный вес стен, перегородок, переплетов со стеклами, приборов отопления и т. п. Суммарная погонная нагрузка P_i действует на столб обычно внецентренно.

Внецентренное действие вертикальной нагрузки в плоскости столба (рис. 3.5) эквивалентно совместному действию центральной распределенной нагрузки и распределенного момента. Погонный момент $m_{ie} = p_i e_i$ создает в столбе изгибающий момент $M_{ie}(x) = m_{ie} x$. При этом поперечная сила $Q_i = 0$.

Центральная вертикальная распределенная нагрузка не влияет на поведение несущей системы с шарнирными связями (консольная модель). Податливые связи поворачиваются, не изгибая столбы (рис. 3.6, а), но если столб связан с другими вертикальными элементами с помощью связей сдвига и при этом

$$p_i / (E_b A_{red})_i \neq p_{i+1} / (E_b A_{red})_{i+1},$$

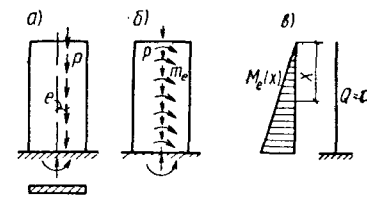
где E_b — модуль упругости бетона; A_{red} — приведенная площадь поперечного сечения вертикального i -го элемента,

то центральная нагрузка приведет к изгибу столба (см. рис. 3.6, б) и к пространственной деформации всей несущей системы, так как столбы стремятся к различной осевой деформации под разной удельной нагрузкой, а связи, мешая этому, деформируются сами и деформируют несущую систему.

Исключая удельно-равную часть вертикальной нагрузки, получим для каждого i -го столба ее эффективную часть, вызывающую изгиб несущей системы:

Рис. 3.5. Действие внецентренной вертикальной нагрузки на столб диафрагмы

а — действительная схема нагружения, б — эквивалентная схема с центральной нагрузкой и распределенным моментом; в — эпюра моментов и поперечных сил



$$\Delta p_i = p_i - (A_{red} E_b)_i \sum_{j=1}^m p_j / \sum_{j=1}^m (E_b A_{red})_j \quad (3.1)$$

В любом сечении x $\Delta P_i(x) = \Delta p_i x$, эквивалентный распределенный изгибающий момент при совершенно жестких связях сдвига будет равен:

$$m_{i,i+1,v} = b_{i,i+1} (p_{i+1} - \beta_1 p_i) / (1 + \beta_1),$$

где

$$\beta_1 = (EA_{i+1} / EA_i)_{red}.$$

Основной горизонтальной нагрузкой является действие ветра на наружные стены здания. Панели наружных стен передают ветровую нагрузку на вертикальные несущие конструкции (диафрагмы, рамы и т. п.) и далее на фундамент здания.

Согласно СНиП эпюра статического нормативного ветрового давления представляет собой фигуру, ограниченную с одной стороны ломаной линией. Для удобства расчета эту эпюру заменяем эквивалентной трапецией, у которой верхнее основание обозначим q , а нижнее aq (рис. 3.7). Площади и положение центров тяжести обеих эпюр будут одинаковы, если

$$a = (2H - 3c) / (3c - H); q = 2A / [(1 + a)H], \quad (3.2)$$

где $c = S/A$ — положение центра тяжести эпюры, построенной по СНиП; S, A — статический момент относительно заделки и площадь этой эпюры.

Формулы (3.2) справедливы для приведения любой эпюры нагрузки к эквивалентной трапециевидной (по моменту и поперечной силе в заделке).

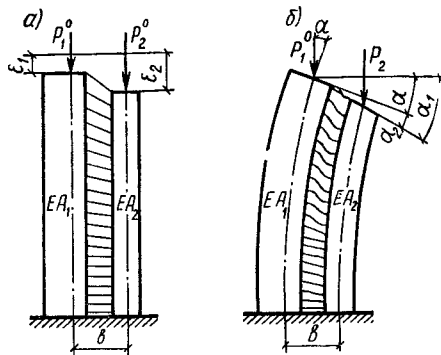
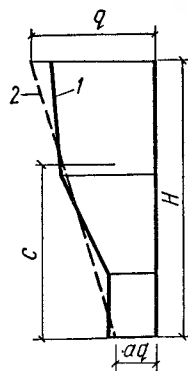


Рис. 3.6. Действие удельно-неравной вертикальной нагрузки, центрально приложенной к столбам диафрагмы
а — при шарнирных связях между столбами; б — при связях, сопротивляющихся изгибу и сдвигу

Рис. 3.7. Приведение ломаной эпюры давления ветра (1) к эквивалентной трапецевидной (2)



Для зданий высотой более 40 м ветровая нагрузка определяется с учетом динамической добавки, в зависимости от периода собственных колебаний здания T . Однако способ определения T СНиП не регламентирован. Так как значение T мало влияет на величину ветровой нагрузки, то для его вычисления можно пользоваться эмпирической формулой

$$T = 0,021 H, \quad (3.3)$$

где H — высота здания, м; T — период колебаний, с.

При трапецевидной эпюре ветровой нагрузки в любом сечении x на всю длину фасада здания L :

$$q(x) = q \left(1 + \frac{a-1}{H} x \right) L, \quad (3.4)$$

$$Q_h(x) = -qx \left(1 + \frac{a-1}{2H} x \right) L;$$

$$M_h(x) = -\frac{qx^2}{2} \left(1 + \frac{a-1}{3H} x \right) L, \quad (3.5)$$

где x отсчитывается от верха зданий, а q и a по (3.2), с учетом в нужных случаях динамической добавки и коэффициента перегрузки, равного 1.2.

Сейсмическое воздействие на здание характеризуется возникновением сил инерции, преимущественно горизонтальных, которые тем больше, чем больше масса здания и жесткость его вертикальных несущих конструкций. Сейсмические инерционные силы S_{ik} , согласно СНиП II-7-81, вычисляются как горизонтальная нагрузка, зависящая от периода колебаний T . Поскольку значение T отсутствует в этом СНиП, можно в приближенных расчетах пользоваться формулой (3.3) или определять T , по более точной формуле

$$T_1 = 1,64 \sqrt{f},$$

где f — прогиб верха здания, м, с учетом изгиба и сдвига от горизонтальной нагрузки, равной массе здания, равномерно распределенной по высоте H ; T — период колебаний, с.

Для приближенной оценки коэффициента формы колебаний η_{ik} (по первому тону) в зданиях с монотонной структурой по высоте можно пользоваться выражением, основанным на представлении первой формы колебаний в виде наклонной прямой:

$$\eta_{ik} \approx 1,5h_k / H,$$

где h_k — расстояние от основания здания до точки, в которой определяется η_{ik} .

После вычисления S_{ik} для всех уровней (этажей) эту нагрузку следует привести к трапецевидной эпюре по формулам (3.2), предварительно заменив сосредоточенные силы S_{ik} ступенчатой эпюрой нагрузки, распределенной по высоте данного уровня (этажа) здания. Это позволит вести расчет на ветровую или сейсмическую нагрузку по формулам настоящей главы, справедливым для всякой горизонтальной нагрузки, распределенной по закону трапеции (a может быть как положительным, так и отрицательным).

Прогиб с учетом податливости основания от нормативной ветровой и от внецентренной или удельно-неравной вертикальной нагрузки принято ограничивать величиной $0,001H$. Такой прогиб примерно соответствует допустимому перекосу наружных панелей, примыкающих к вертикальным диафрагмам в зданиях со связевым каркасом. Следует проверять ускорение колебаний верхних этажей W , возникающее при пульсации ветра. Оно не должно превышать $0,1 \text{ м/с}^2$ во избежание неприятных ощущений у проживающих в доме людей.

Приближенное значение этого ускорения можно найти, приняв во внимание, в соответствии с многочисленными экспериментами, что первая форма колебаний изображается наклонной прямой, а масса здания равномерно распределена по его высоте, учитывая это, получим:

$$W = q_{dyn}/m,$$

где q_{dyn} — динамическая составляющая ветровой нагрузки вверху здания, Н на 1 м² фасада (по СНиП); m — масса здания, кг на 1 м² фасада.

При проектировании конструкций надо анализировать условия их возведения и делать соответствующие расчетные проверки. Особенно важно выявлять этапы возведения, при которых изменяется расчетная схема сооружения или его отдельных элементов. Типичными примерами могут служить: работа связевого каркаса при отставании монтажа стенок жесткости; устойчивость колонн со сварными стыками до их замоноличивания; прочность неразрезных ригелей под монтажными нагрузками до выполнения связей, создающих неразрезность и т. п. В этих и подобных случаях расчетные схемы и нагрузки могут существенно отличаться от тех, которые будут наблюдаться в законченном сооружении.

Следует также учитывать в расчетах то обстоятельство, что здание (как и всякое сооружение) не является невесомым до окончания строительства. Его масса возрастает в процессе возведения каждого нового этажа. Параллельно изменяются его высота, погонная жесткость вертикальных элементов — столбов как консолей, защемленных в основании, т. е. расчетная схема в целом.

Многоэтажные здания надлежит проверять на устойчивость положения, т. е. на опрокидывание под действием всех неблагоприятных горизонтальных и вертикальных нагрузок. Такую проверку надо делать с учетом податливости основания и деформированной схемы несущей системы здания. Собственный вес конструкций можно принимать по нормативным нагрузкам с $k=0,9$. Коэффициент запаса на опрокидывание должен быть:

$$k_y = M_1/M_2 \geq 1,5,$$

где M_1 — удерживающий момент; M_2 — опрокидывающий момент.

3.3. Расчет пространственных несущих систем на основе консольной модели

Консольная модель является частным случаем дискретно-континуальной модели, когда все связи между вертикальными элементами несущей системы предполагаются шарнирными или бесконечно жесткими (рис. 3.8). Эта модель условна, так как в действительности реальные связи всегда обладают некоторой конечной жесткостью, однако консольная модель проста и знакомство с ней необходимо для понимания более сложных задач расчета.

Вертикальные диафрагмы каркасных зданий или столбы несущих стен панельных зданий способны воспринимать нагрузку как консоли, защемленные в основании. Отсюда и название консольная модель. В этой модели (см. рис. 3.8) шарнирные связи заменяют действие перекрытий, перемычек, ригелей и других реальных связей, обеспечивая неизменяемость контура поперечного сечения несущей системы и равенство горизонтальных

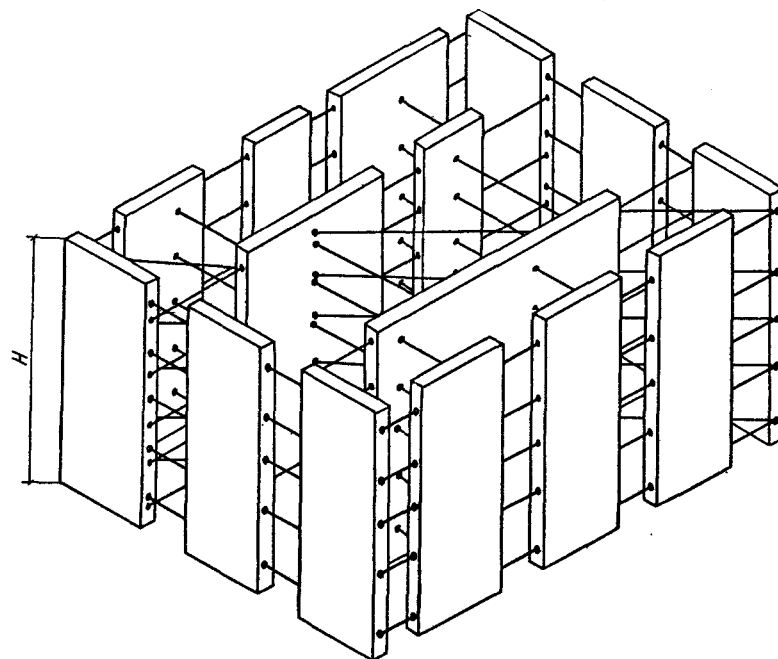


Рис. 3.8. Консольная модель сложной пространственной несущей системы многоэтажного здания

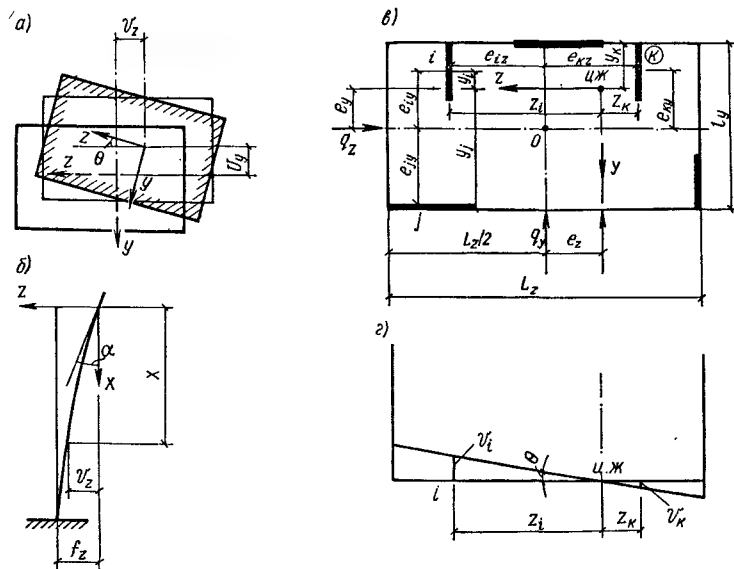


Рис. 3.9. Перемещение этажа многоэтажного здания на уровне x

a — план, $б$ — изгиб вертикальной оси здания; $в$ — примерный план расположения диафрагм или столбов; z — схема перемещений i -го и k -го столбов при повороте здания в плане вокруг центра жесткостей

перемещений всех ее вертикальных элементов при плоском изгибе.

При произвольной нагрузке и несимметричном плане многоэтажного здания полное перемещение его горизонтального сечения (рис. 3.9, a) складывается из четырех компонентов: поступательных смещений v и w по направлению осей Y и Z , поворота в плоскости YZ и деформации около плоскости YZ (вследствие продольных деформаций вертикальных элементов, подвергающихся изгибу).

Ввиду неучета связей сдвига деформация происходит без сопротивления и, следовательно, не создает усилий в несущей системе, поэтому в данном расчете она не рассматривается. Сопротивление оставшимся трем компонентам полного перемещения оказывают только каркасные диафрагмы (или панельные столбы в бескаркасном здании), консольно защемленные в фундаменте. Для их расчета достаточно знать распределение между ними общей внешней нагрузки.

Рассмотрим отдельно действие горизонтальной и вертикальной нагрузок, принимая следующие предпосылки и допущения:

перекрытия, замененные шарнирными связями, совершенно жестки в своей плоскости и совершенно гибки из плоскости;

вертикальные элементы (плоские столбы и колонны) не оказывают сопротивления чистому кручению;

в колоннах не учитываются деформации сдвига;

в горизонтальных элементах (связях) не учитываются осевые (продольные) деформации;

материал всех элементов несущей системы следует линейно-упругому закону деформирования (физическая линейность);

рассматриваются малые перемещения, при которых можно пренебречь изменением расчетной схемы в процессе нагружения.

Произвольно направленную горизонтальную нагрузку можно разложить на направления Y и Z и крутящий момент относительно центра поворота. При плоском изгибе несущей системы все перемещения диафрагм одинаковы, поэтому нагрузка распределится между ними пропорционально их изгибным жесткостям. Например, при действии горизонтальной нагрузки по направлению Y нагрузка, приходящаяся на диафрагму k при плоском изгибе (см. рис. 3.9, $в$):

$$\bar{q}_{ky}(x) = q_y(x) B_{kz} / \sum_{i=1}^m B_{iz}, \quad (3.6)$$

где $q_y(x)$ — горизонтальная нагрузка на 1 м высоты здания от ветра или сейсмического воздействия, найденная по СНиП с учетом п. 3.2 для уровня x ; $B_{iz} = \kappa EI_{iz}$ — изгибная жесткость i -го столба относительно оси Z_i , проходящей через центр тяжести его поперечного сечения; κ — коэффициент возможного снижения жесткостей вследствие податливости горизонтальных швов и т. п. факторов (см. 3.74); $1, 2, \dots, i, k, \dots, m$ — порядковый номер и общее число каркасных диафрагм и панельных столбов в несущей системе.

Обычно более удобным бывает распределение не нагрузки, а непосредственно изгибающих моментов. Тогда при плоском изгибе момент в столбе k от горизонтальной нагрузки равен

$$\bar{M}_k(x) = M_h(x) B_{kz} / \sum_{i=1}^m B_{iz}. \quad (3.7)$$

где $M_k(x)$ — изгибающий момент в уровне x от внешней горизонтальной нагрузки, действующей на весь рассматриваемый фасад здания.

Для симметричных в плане несущих систем выражения (3.6) и (3.7) определяют окончательное распределение нагрузки или момента между вертикальными элементами любого поперечного сечения.

Если несущая система несимметрична в плане, то помимо плоского изгиба происходит ее поворот вокруг некоторого центра. Здесь уже необходимо различать системы, образованные только плоскими взаимно перпендикулярными столбами (см. рис. 3.9, в) и диафрагмами, имеющими сложный профиль поперечного сечения [швеллерные, двутавровые и т. д.]. В первом случае расчет ведется так, как указано в этом параграфе далее: во втором случае — по методу, изложенному в п. 3.4 или по практическому методу, приведенному в гл. 5.

Причина разного подхода к расчету таких систем состоит в том, что при повороте несущей системы столбы подвергаются не только изгибу, но и кручению. При этом в плоских столбах возникает преимущественно чистое кручение, которое не оказывает существенного влияния на сопротивление всей системы повороту и потому может в расчете не учитываться. В столбах же сложного профиля в результате стеснения деформации в заделке этих столбов возникает, помимо чистого, более значительное изгибное кручение, которым уже не следует пренебрегать в расчете.

Для несимметричной в плане несущей системы, состоящей только из плоских столбов, поворот произойдет вокруг некоторой точки плана и будет характеризоваться неравенством перемещений параллельных столбов, например (рис. 3.9, в, з):

$$f_i \neq f_k.$$

Если переместить плоскость действия внешней нагрузки, чтобы $f_i = f_k$, то будет только плоский изгиб всей системы.

Обозначая искомую точку плана буквами ц.ж. подтвердим отсутствие поворота условием (см. рис. 3.9, в):

$$\bar{q}_i e_{iz} + \bar{q}_k (-e_{kz}) + \dots = q_y e_z.$$

В этом случае внешняя нагрузка распределяется про-

порционально изгибным жесткостям, следовательно, заменяя q_i и q_k по (3.6), получим, сокращая на q_y ,

$$e_z = \sum_{k=1}^m B_{kz} e_{kz} / \sum_{k=1}^m B_{kz}, \quad (3.8)$$

и аналогично

$$e_y = \sum_{j=1}^m B_{jy} e_{jy} / \sum_{j=1}^m B_{jy}.$$

Выражение (3.8) определяет координаты центра поворота, обычно называемого центром жесткостей ц.ж. в любой произвольно выбранной начальной системе координат. В данном случае начало такой системы было принято в геометрическом центре плана здания, но выражение (3.8) не изменилось бы и при выборе начала координат в углу плана здания или даже вне его габарита. Если в каком-либо направлении имеется только одна плоская диафрагма (столб), то центр жесткостей обязательно лежит в ее плоскости.

Координаты центра жесткостей не зависят от x , если жесткости диафрагм постоянны по высоте здания или меняются в одних и тех же сечениях x и пропорционально одному параметру. Если линия действия равнодействующей внешней горизонтальной нагрузки не пересекает ц.ж., то, помимо плоского изгиба несущей системы, возникает ее поворот, вызывающий дополнительные изгибающие моменты в столбах $\hat{M}_i$. Таким образом, полный момент, например в столбе k , будет

$$M_k = \bar{M}_k + \hat{M}_k, \quad (3.9)$$

где $\bar{M}_k$ по (3.7).

Чтобы найти $\hat{M}_k$, запишем уравнение равенства бимоментов при повороте относительно ц.ж. (рис. 3.9, в)

$$M_k e_z = \sum \hat{M}_k z_k + \sum \hat{M}_i y_i. \quad (3.10)$$

Здесь и далее M_k по (3.5).

Согласно известной дифференциальной зависимости,

$$\hat{M}_k = -v_k'' B_k \quad (3.11)$$

и так как (рис. 3.9, з) $v_k = \theta z_k$, то с учетом (3.11) имеем из (3.10)

Обозначая

$$M_{he_z} = -\theta'' \Sigma (B_k z_k^2 + B_i y_i^2).$$

$$B_w = \Sigma (B_k z_k^2 + B_i y_i^2), \quad (3.12)$$

получим

$$\theta'' = -M_{he_z} / B_w \quad (3.13)$$

и, заменяя в (3.11) $v_k'' = \theta'' z_k$, найдем с учетом (3.13)

$$\hat{M}_k = M_{he_z} B_k z_k / B_w. \quad (3.14)$$

Полный изгибающий момент в столбе k по (3.9)

$$M_k = M_h B_k (1 / \Sigma B + e_z z_k / B_w). \quad (3.15)$$

Выражение (3.14) можно записать через бимоменты, если умножить обе части на z_k , тогда, обозначая бимомент $\hat{M}_k z_k = T_k$, а $B_k z_k^2 = B_{wk}$, получим

$$T_k = T B_{wk} / B_w. \quad (3.16)$$

Таким образом, подобно тому, как при плоском изгибе изгибающие моменты распределяются между столбами пропорционально изгибным жесткостям, так и при повороте бимоменты распределяются пропорционально изгибно-крутильным жесткостям B_{wk} .

Формулу (3.15) также можно записать через внешний бимомент. При $T = M_{he_z}$

$$M_k = B_k (M_h / \Sigma B + T z_k / B_w). \quad (3.17)$$

Рассмотрим теперь действие вертикальной нагрузки. Если она приложена ко всем столбам центрально, то при шарнирных связях, т. е. в консольной модели, моменты в столбах не возникают. Однако вертикальная нагрузка обычно действует с эксцентриситетом (рис. 3.10). Так как этажей много, то считаем p_i и m_{ie} непрерывно распределенными по высоте здания (континуальными).

Внешний бимомент от вертикальной внецентренной нагрузки (рис. 3.11)

$$T_e = x \Sigma (m_{ie} z_i - m_{ize} y_i).$$

Если $T_e = 0$, то поворота нет, но изгиб системы возможен как в одной, так и в двух плоскостях

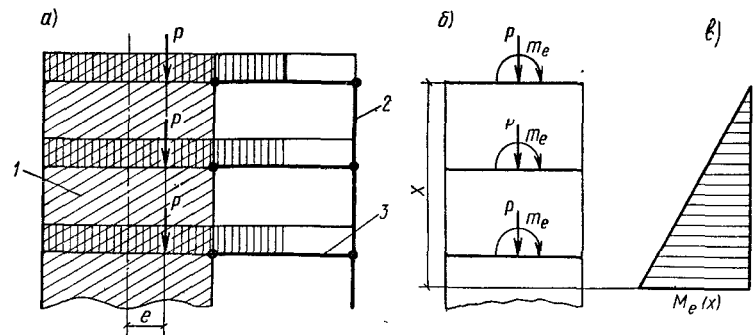


Рис. 3.10. Схема возникновения эксцентричной вертикальной нагрузки на каркасную диафрагму

a — заданная конструкция; b — эквивалентная схема диафрагм; e — эпюра моментов в диафрагме; 1 — каркасная диафрагма; 2 — колонна; 3 — ригель

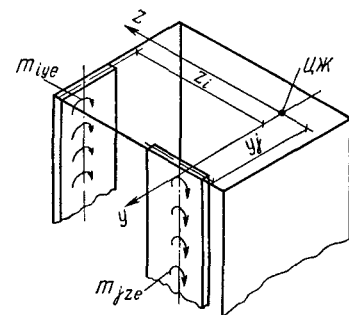


Рис. 3.11. К определению бимомента от вертикальной внецентренной нагрузки на столбы многоэтажного здания

(косой изгиб). Например, в направлении Y момент от плоского изгиба в i -м столбе

$$\bar{M}_{iye} = x B_{iz} \sum_{k=1}^m m_{kye} / \sum_{k=1}^m B_{kz}.$$

Если $T_e \neq 0$, то возникает поворот (кручение в плане).

Изгибающий момент в i -м столбе, связанный с поворотом,

$$\hat{M}_{iye} = T_e B_{iz} z_i / B_w, \quad (3.18)$$

т. е. как и от горизонтальной нагрузки внешний изгибающий момент распределяется пропорционально изгибным жесткостям столбов, а бимомент — пропорционально изгибно-крутильным жесткостям, в чем легко убедиться, умножив обе части (3.18) на z_i .

Изгибающий момент в любом i -м столбе от вертикальной внецентренной нагрузки на все столбы консольной несущей системы равен (например, в направлении Y):

$$M_{iye} = \bar{M}_{iye} + \hat{M}_{iye} = B_{iz}(x \sum m_{kye} / \sum B_z + T_e z_i / B_w). \quad (3.19)$$

Полный момент от действия горизонтальной и вертикальной нагрузки в любом столбе консольной системы получим как сумму выражений (3.17) и (3.19):

$$M_{iy}(x) = B_{iz}(M_{yu} / \sum B_z + T_e z_i / B_w), \quad (3.20)$$

где

$$M_{yu} = M_{yh} + \sum_{k=1}^m M_{m_{ye}}, \quad (3.20a)$$

$$T = M_{yh} z_M - M_{zh} y_M + \sum (M_{iye} z_i - M_{ize} y_i), \quad (3.20b)$$

Поперечная сила в любом i -м столбе равна производной от изгибающего момента, а если столб сжат с эксцентриситетом, то $Q_i = M'_i - m_{ie}$. Прогиб определяется как

$$v_{iy} = v_y + z_i \bar{\theta},$$

где

$$v_y = \left[\frac{4a + 11}{20(a + 2)} M_{yh}(H) + \frac{1}{3} \sum M_{k_{ye}}(H) \right] H^2 / \sum B_z,$$

$$\bar{\theta}(0) = \bar{\theta}(H) = \frac{H^3}{3B_w} \left[\frac{4a + 11}{40} (q_z y_M - q_y z_M) H + \sum (m_{iye} z_i - m_{ize} y_i) \right].$$

Дополнительный прогиб от податливости основания, равный $M_i(H)H/B_f$, может быть добавлен к прогибу v_{iy} , и совместность перемещений всех диафрагм и распределение усилий между ними сохраняется, если удовлетворено условие

$$B_i/B_i = B_{jk}/B_k = \text{const},$$

где $B_f = I_f c$ — жесткость подошвы фундамента; c — краевая осадка по СНиП.

Расчет, основанный на консольной модели с плоскими диафрагмами, нет необходимости автоматизировать, так как расчет несложен и легко выполним на настольном компьютере или логарифмической линейке. Кро-

ме того, этот расчет является частным случаем более точного расчета на основе дискретно-континуальной модели, об автоматизации которого будет сказано в п. 3.5 [программа «Авторяд ЕС» и пример расчета (7.1)]. Для расчета несущих систем по консольной модели с неплоскими диафрагмами в гл. 5 дается автоматизированный расчет с помощью программы «Приказ» [см. пример расчета 7.2)].

3.4. Общий метод расчета пространственных несущих систем на основе дискретно-континуальной модели

Рассмотрим дискретно-континуальную расчетную модель несущей системы (рис. 3.12), основные особенности которой описаны в п. 3.1. Данная система подвергается в общем случае косому изгибу и внецентренному сжатию со стесненным кручением. Она состоит из вертикальных каркасных и панельных элементов прямоугольного сечения (колонн и столбов), расположенных в плане во взаимно перпендикулярных направлениях и соединенных связями сдвига. Элементы сложного профиля — двутавровые, уголкового и т. п. — рассматриваются как составленные из прямоугольных элементов, которые соединены условными связями сдвига.

Предлагаемый далее метод может рассматриваться как общий способ расчета несущих систем, частным случаем которого является расчет систем по консольной модели (с шарнирными связями), изложенный в п. 3.3. Метод позволяет получить решение и для систем, содержащих элементы замкнутого профиля или для группы столбов со сложным поперечным сечением, объединенных связями сдвига и при этом подвергающихся кручению.

В несущих системах, рассматриваемых в настоящем параграфе, связи сопротивляются изгибу и сдвигу, вследствие чего в них возникают перерезывающие силы Q_{ij} , а в вертикальных элементах появляются нормальные силы N_i (их не следует смешивать с продольными силами, которые создаются в этих элементах приложенной непосредственно к ним вертикальной нагрузкой). Схема возникновения сил N_i от действия горизонтальной нагрузки показана ранее на рис. 3.3. Сравнивая этот рисунок с рис. 3.6, видим, что силы N_i должны возникнуть также под действием вертикальной удельно-неравной или внецентренной нагрузки вследствие сопротивления связей сдвига.

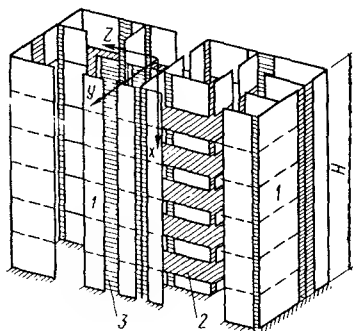


Рис. 3.12. Расчетная модель сложной пространственной несущей системы многоэтажного здания, основанная на дискретно-континуальной схеме

1 — столбы; 2 — перекрытия; 3 — связи сдвига

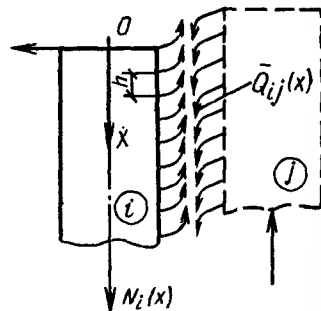


Рис. 3.13. К определению зависимости между N_i и Q_{ij} в односвязной конструкции

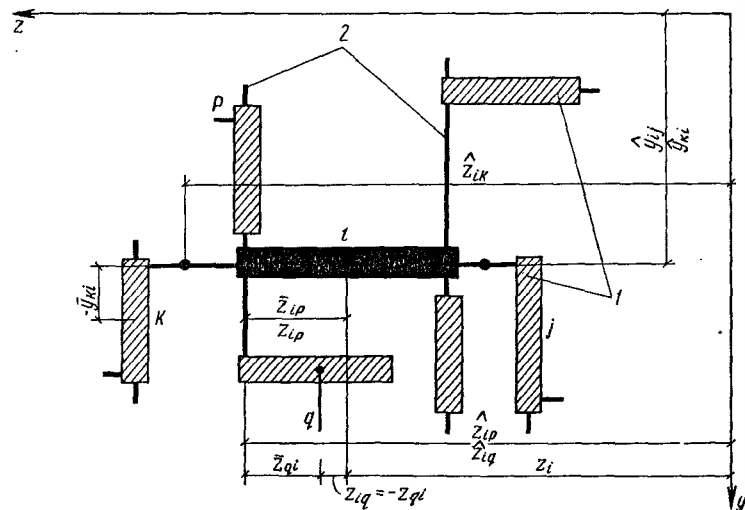


Рис. 3.14. Фрагмент плана здания
1 — столбы; 2 — связи

Зависимость между N_i в односвязной вертикальной несущей конструкции и перерезывающими силами в свя-

зях Q_{ij} определяется из суммы проекций на ось X всех сил, действующих на i -й столб (рис. 3.13):

$$N_i(x) = \int_0^x Q_{ij}(x) dx, \quad (3.21)$$

где $Q_{ij} = \bar{Q}_{ij}/h$ — континуальная погонная по высоте здания перерезывающая сила в связях между вертикальными элементами i и j ; h — расстояние между связями по высоте здания (h равно высоте этажа, если связями служат перемычки или ригели),

отсюда следует

$$N'_i(x) = Q_{ij}(x).$$

В пространственной конструкции произвольный фрагмент плана, которой показан на рис. 3.14, связи примыкают к элементу с нескольких сторон, поэтому

$$N'_i(x) = \sum_{j=1}^q Q_{ij}, \quad (3.22)$$

где сумма берется по всем q связям, присоединенным к i -му элементу. Если бы были известны функции усилий $N_i(x)$ или $Q_{ij}(x)$, задача расчета заданной системы свелась бы к рассмотренному в п. 3.3 расчету несущей системы на основе консольной модели, в которой функции Q_{ij} или N_i трактовались бы как дополнительная, заданная по величине и направлению, внешняя нагрузка. Поэтому для приведения данной задачи к уже решенной (см. п. 3.3) достаточно найти функции $N_i(x)$ или $Q_{ij}(x)$. Дифференцируя по x зависимость (3.22), получим основную систему дифференциальных уравнений для определения всех m сил N_i , она выглядит так:

$$N''_i(x) = \sum_{j=1}^q Q'_{ij} \quad (i=1, 2, \dots, m) \quad (3.23)$$

Если выразим правые части системы уравнений (3.23) через искомые неизвестные N_i и внешнюю нагрузку, то получим систему уравнений, из которой сможем найти все силы $N_i(x)$. Так как (3.23) можно записать для каждого вертикального элемента несущей системы, то число уравнений будет равно числу неизвестных.

Ясно, что все Q_{ij} зависят от наклона несущей системы на угол $\alpha(x) = f(q, \Delta p)$, следовательно, раскрыть значения Q_{ij} можно, рассмотрев перемещения несущей системы —

поступательное и поворот (рис. 3.15 и 3.16). Полный угол наклона любого вертикального i -го элемента, очевидно, равен:

$$\alpha_i = \alpha_0 + \Delta\alpha_i.$$

Вместе с тем, согласно рис. 3.17 ,

$$\alpha_i = \alpha_1 + \alpha_2. \quad (3.24)$$

Приравнивая правые части этих выражений, получим после дифференцирования по x формулу четырех углов

$$\alpha'_{0y} + \Delta\alpha'_{ij} = \alpha'_{i1} + \alpha'_{i2}. \quad (3.25)$$

Как видно из рисунка 3.17, угол $\alpha_2(x)$ — это та часть полного угла $\alpha_i(x)$, которая определяется деформацией изгиба и сдвига связей (перемычек) между смежными i -м и $i+1$ столбами.

Законы деформирования этих связей представляют особую и достаточно сложную задачу, которой будет посвящен специальный параграф 3.7. Здесь пока ограничимся предположением о простой линейной зависимости между углом α_2 и погонной по высоте здания перерезывающей силой $Q_{i,i+1}$, возникающей в данном ряду связей сдвига.

$$\alpha_2(x) = s_{i,i+1} Q_{i,i+1}(x), \quad (3.26)$$

где $s_{i,i+1}$ — характеристика податливости связи, которую можно трактовать, как угол наклона i -го столба при единичном значении континуальной перерезывающей силы между смежными i -м и $i+1$ столбами.

Подставляя после дифференцирования (3.26) в формулу четырех углов (3.25), найдем

$$Q'_{ij} = \frac{1}{s_{ij}} (\alpha'_0 + \Delta\alpha'_i - \alpha'_{i1}), \quad (3.27)$$

где $\alpha_0 = \alpha_0(x)$ — общий для всего здания угол наклона только от плоского изгиба в рассматриваемом направлении (Y или Z); $\Delta\alpha_i = \Delta\alpha_i(x)$ — дополнительный угол наклона элементов данного ряда, вызванный поворотом в плане; $\alpha_{i1} = \alpha_{i1}(x)$ — часть полного угла наклона, определяемая разностью осевых деформаций смежных вертикальных элементов.

Каждый из трех углов, входящих в (3.27), может быть выражен через неизвестную функцию N_i и внешние известные нагрузки. Раскрывая (3.27) для каждого вертикального шва и подставляя в систему уравнений (3.23), можно определить искомые функции N_i , принятые за неизвестные.

Однако в пространственных системах, элементы и связи которых образуют замкнутые в плане контуры, при поворо-

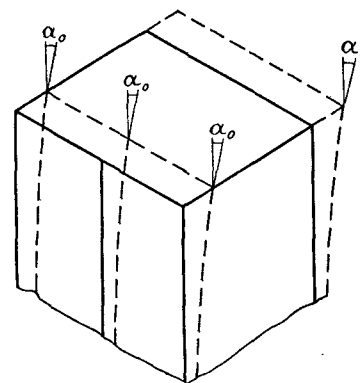


Рис. 3.15. Перемещение от плоского изгиба несущей системы

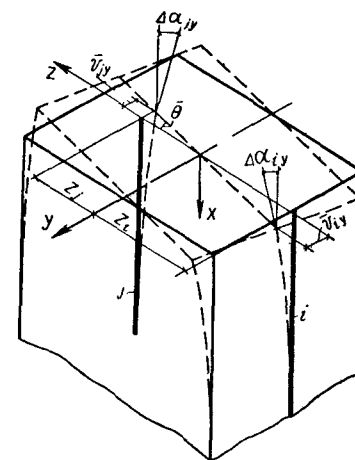


Рис. 3.16. Перемещение несущей системы от поворота (кручения)

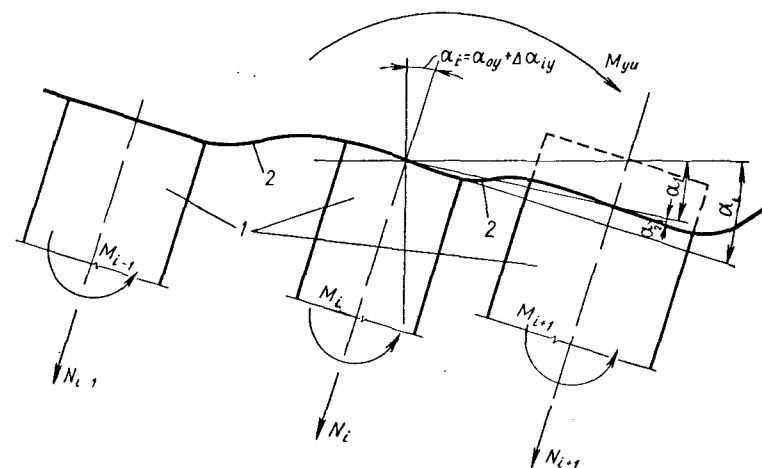


Рис. 3.17. Схема наклона ряда вертикальных элементов при действии горизонтальной, вертикальной внецентренной и вертикальной удельно-неравной нагрузки

1 — столбы; 2 — связи

те системы нет однозначной зависимости между N_i и Q_{ij} так же, как и между N_i и θ (рис. 3.18). Если показанная на этом рисунке система имеет две оси симметрии, то все

Q_{ij} равны между собой, но не равны нулю (так же, как и угол поворота Θ), а все N_i равны нулю, так как усилия Q_{ij} в примыкающих связях противоположны по знаку. В то же время имеется прямая зависимость между Q_{ij} и Θ . Это приводит к необходимости принять в качестве неизвестного для несущих систем, содержащих замкнутые в плане контуры, помимо функций $N_i(x)$ также и функцию кручения—бимомент $T(x)$. Выразим производные углов в формуле (3.27) через N_i , $T(x)$ и внешние нагрузки.

Из условия равновесия при плоском изгибе (см. рис. 3.16) получим

$$M_{tu} = \sum_{i=1}^m M_i + \sum_{i=1}^m N_i t_i, \quad (3.28)$$

где $t=y$ или z ;

заменяя $\Sigma M_i = -\alpha'_0 \Sigma B$, найдем

$$\alpha'_0 = (\Sigma N_i t_i - M_{tu}) / \Sigma B. \quad (3.29)$$

Здесь и далее M_{tu} по (3.20 а).

Из рис. 3.16 видно, что $\Delta \alpha_{iy} = v'_{iy} = z_i \Theta'$.

Соответственно

$$\Delta \alpha'_{iy} = z_i \Theta''. \quad (3.30)$$

Заменяем $\Theta(x)$ через бимомент $T(x)$. Для одного i -го столба изгибающий момент при повороте системы с учетом (3.30) равен:

$$M_{iy} = -\Delta \alpha'_{iy} B_{iz} = -z_i B_{iz} \Theta''.$$

Умножая обе части на z_i и принимая во внимание, что $\hat{M}_{iy} z_i = T_i$ — бимомент в i -м столбе, а $B_{iz} z_i^2 = B_{w,i}$ — изгибно-крутильная жесткость i -го столба, найдем $T_i = -B_{w,i} \Theta''$ и так как угол поворота $\Theta(x)$ при жестких в своей плоскости перекрытиях одинаков для всех столбов и для всей несущей системы в целом, то

$$\Theta'' = -T_i / B_{w,i} = -T / B_w.$$

Подставляя этот результат в (3.30), получим

$$\Delta \alpha'_{iy} = -T z_i / B_w; \quad \Delta \alpha'_{iz} = T y_i / B_w. \quad (3.31)$$

Выражения (3.31) справедливы для центра тяжести сечения i -го элемента, т. е. для его продольной оси. Однако при изгибе столба, связанном с поворотом плана, перемещения различных точек его сечения будут отличаться от перемещения его центра тяжести. Это видно, например, из рис. 3.19 для элементов i и p . При повороте плана на

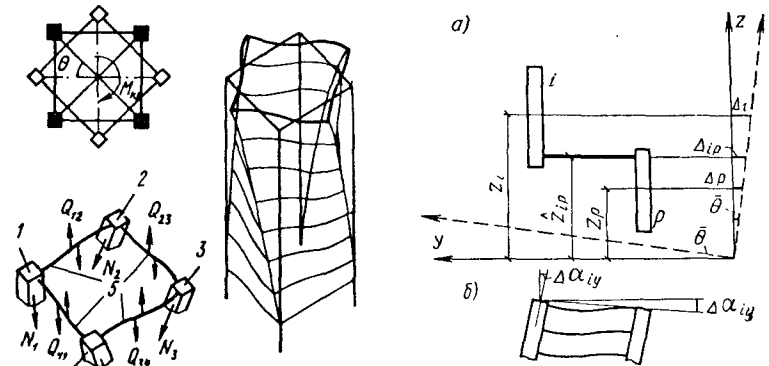


Рис. 3.18. К зависимости между Q , N_i и Q_{ij} при закручивании системы с замкнутым контуром в плане

$1-4$ — столбы; 5 — связи

Рис. 3.19. Перемещения центров тяжести столбов i , p и связи ip при повороте плана на угол Θ

a — план; b — вид сбоку в деформированном состоянии

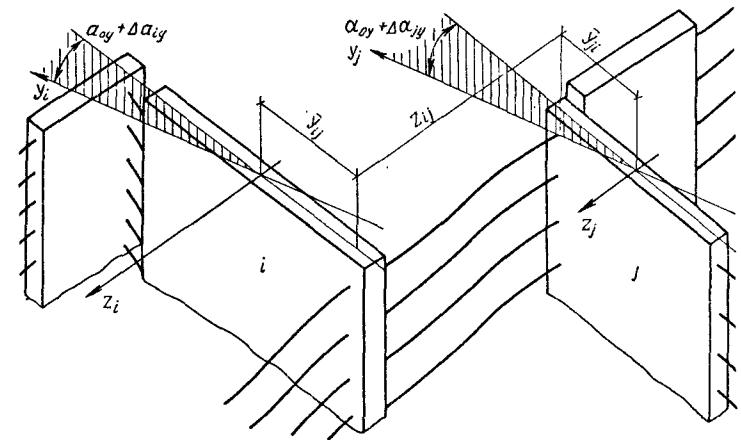


Рис. 3.20. К определению угла α_{iz}

угол Θ перемещения Δ_{ip} точек, лежащих в плоскости рассматриваемой связи ip , будут определяться координатой нулевой точки связи (которая совпадает с координатой ряда) $\hat{z}_{ip}$, а перемещения Δ_i и Δ_p центров тяжести

этих элементов—координатами z_i и z_p . Так как уравнение (3.25) записывается для углов, лежащих в одной плоскости, а именно, в плоскости рассматриваемого ряда связей, следует подставляя $\Delta\alpha'_{iy}$ в (3.27), заменять z_i на $\hat{z}_{ip}$, т. е. вместо (3.31) писать

$$\Delta\alpha'_{iy} = -\hat{z}_{ip}T/B_w; \Delta\alpha'_{iz} = \hat{y}_{ij}T/B_w. \quad (3.32)$$

Таким образом, производные α'_0 и $\Delta\alpha'_i$ выражены через неизвестные N_i , T и внешние нагрузки M_u^0 . Исходя из данного выше определения угла α'_{li} и в соответствии с рис. 3.20 получим

$$\alpha'_{liz} = \frac{1}{z_{ij}} \left[\frac{1}{EA_i} \int_x^H (N_i + \Delta P_i) dx - \frac{1}{EA_i} \int_x^H (N_j + \Delta P_j) dx + (\alpha_{0y} + \Delta\alpha_{iy})\bar{y}_{ji} - (\alpha_{0y} + \Delta\alpha_{iy})\bar{y}_{ji} \right], \quad (3.33)$$

Дифференцируя по x (3.33) и подставляя результат вместе с (3.29) и (3.32) в формулу (3.27), приходим после простых преобразований к следующему виду функций Q' :

$$\begin{aligned} Q'_{ip} &= \frac{1}{s_{ip}} \left\{ U_y - \frac{1}{y_{pi}} \left[\frac{N_p + \Delta P_p}{EA_p} - \frac{N_i + \Delta P_i}{EA_i} + U_z z_{ip} + T(\bar{z}_{ip} y_i - \bar{z}_{pi} y_p + \hat{z}_{ip} y_{pi}) / B_w \right] \right\}, \\ Q'_{qi} &= \frac{1}{s_{qi}} \left\{ U_y - \frac{1}{y_{iq}} \left[\frac{N_i + \Delta P_i}{EA_i} - \frac{N_q + \Delta P_q}{EA_q} + U_z z_{qi} + T(\bar{z}_{qi} y_q - \bar{z}_{iq} y_i + \hat{z}_{qi} y_{iq}) / B_w \right] \right\}; \quad (3.34) \\ Q'_{ij} &= \frac{1}{s_{ij}} \left\{ U_z - \frac{1}{z_{ji}} \left[\frac{N_i + \Delta P_i}{EA_i} - \frac{N_j + \Delta P_j}{EA_j} + U_y y_{ij} - T(\bar{y}_{ij} z_i - \bar{y}_{ji} z_j + \hat{y}_{ij} z_{ji}) / B_w \right] \right\}; \\ Q'_{ki} &= \frac{1}{s_{ki}} \left\{ U_z - \frac{1}{z_{ik}} \left[\frac{N_i + \Delta P_i}{EA_i} - \frac{N_k + \Delta P_k}{EA_k} + U_y y_{ki} - T(\bar{y}_{ki} z_k - \bar{y}_{ik} z_i + \hat{y}_{ki} z_{ik}) / B_w \right] \right\}; \end{aligned}$$

$$U_y = \left(\sum_{j=1}^m N_j y_j - M_{yu} \right) / \sum B_z; \quad (3.35)$$

$$U_z = \left(\sum_{j=1}^m N_j z_j - M_{zu} \right) / \sum B_y,$$

где ip , qi — связи, параллельные оси Y ; ij , ki — связи, параллельные оси Z (см. рис. 3.14); m — число объединенных связями сдвига вертикальных элементов (колонн и столбов) в несущей системе; y_i , z_i — координаты центра тяжести горизонтального сечения i -го элемента относительно центра жесткостей всей несущей системы здания; $M_{yu} = M_{yu}(x)$ — изгибающий момент от всей внешней нагрузки (горизонтальной и внецентренной вертикальной), действующей на все здание в целом в плоскости, параллельной оси YX ; z_{ip} — проекция на ось Z расстояния между центрами тяжести элементов i и p (z_{ip} считается положительным, если центр тяжести элемента p смещен относительно центра тяжести элемента i в сторону положительных значений оси Z); $EA_i = (E_i A_{red})_i$ — осевая жесткость вертикального i -го элемента; $\bar{z}_{ip}$, $\bar{z}_{pi}$ — координаты точек присоединения связи ip к элементам соответственно i и p (берутся в собственных центральных системах координат элементов i и p , имеют начала в центрах тяжести поперечных сечений этих элементов и направлены так же, как и основная система координат, начинающаяся в центре жесткостей); ΔP_i — по формуле (3.1).

Подставляя полученные значения Q'_{it} в основную систему дифференциальных уравнений (3.23), можем найти все N_i , если знаем T , так как все остальные величины, входящие в (3.34) — (3.35), — известны. Для определения бимоментов $T(x)$ используем аналогию с уравнением моментного равновесия (3.28). Аналогичное бимоментное уравнение

$$T_{\Sigma} = T + T_Q, \quad (3.36)$$

где T_{Σ} — бимомент во всей несущей системе от внешней нагрузки (аналог M_u); T — искомый суммарный бимомент во всех столбах [аналог ΣM_i]; T_Q — бимомент от перерезывающих сил в связях (аналог ΣNl)

В соответствии с рис. 3.11 и 3.21, а найдем

$$T_{\Sigma} = M_{yh} z_{\Sigma} - M_{zh} y_{\Sigma} + \sum_{i=1}^m (M_{iye} z_i - M_{ize} y_i), \quad (3.37)$$

Для определения T_Q выпишем сначала согласно рис. 3.21, б $\bar{T}_{Qit}$ для одной дискретной связи между столбами i и t

$$\bar{T}_{Qit} = -\bar{Q}_{it}y_{it}\hat{z}_{it} + \bar{Q}_{it}z_{it}\hat{y}_{it} = -c_{it}\bar{Q}_{it}, \quad (3.38)$$

где

$$c_{it} = y_{it}\hat{z}_{it} - z_{it}\hat{y}_{it}.$$

Переходя к непрерывным связям в шве it , получим для уровня x

$$T_{Qit}(x) = -c_{it} \int_0^x (\bar{Q}_{it} / h_{it}) dx,$$

а для всей несущей системы

$$T_Q(x) = - \sum_{it=1,2}^{m1} c_{it} \int_0^x Q_{it} dx. \quad (3.39)$$

Возможны два случая: несущая система не содержит замкнутых контуров в плане и не подвергается кручению; несущая система включает в себя такие контуры (ядра и т. п.) и при этом подвергается кручению. В первом случае, согласно рис. 3.22,

$$\int_0^x Q_{it} dx = \sum_{i=1}^i N_i,$$

это позволяет выразить T_Q непосредственно через N_i . Так, например, для схемы по рис. 3.22, б имеем по (3.38)

$$c_{it} = y_{it}\hat{z}_{it} - 0,$$

(так как $z_{it}=0$).

Из рисунка видно, что $\hat{z}_{it}=z_i=z_i$; $y_{it}=y_i-y_i$ и согласно (3.21) $\int Q_{it} dx = N_i = -N_i$. Используя эти зависимости в (3.39), получим:

$$\begin{aligned} T_Q &= (y_i - y_i)z_{i,t}N_{i,t} = \\ &= -y_i z_i N_i - y_i z_i N_i = -\sum N_i y_i z_i \end{aligned}$$

и, согласно (3.36),

$$T(x) = T_M + \sum N_i y_i z_i. \quad (3.40)$$

В этом случае не возникает надобности в дополнительном дифференциальном уравнении для $T(x)$ и все неизвестные N_i определяются непосредственно решением системы уравнений (3.23). В этих уравнениях $T(x)$, входящее в формулы (3.34), выражается через (3.37) и (3.40) как функ-

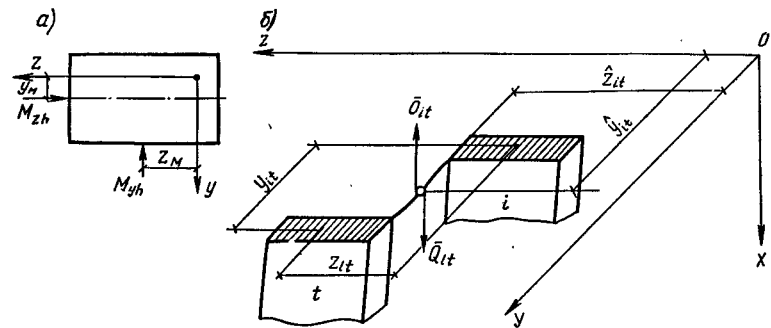


Рис. 3.21. К определению бимоментов T_M и T_Q

а — действие внешней горизонтальной нагрузки; б — действие перерезывающих сил в связях сдвига

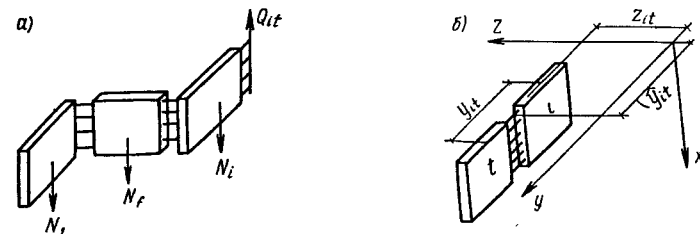


Рис. 3.22. К определению T_Q при отсутствии в несущей системе замкнутых в плане контуров

а — общий случай; б — фрагмент простейшей плоскопараллельной системы

ция неизвестных N_i и заданных внешних нагрузок. Во втором случае (см. рис. 3.18) нет явной зависимости между Q_{it} и N_i и потому приходится бимомент $T(x)$ записывать как разность выражений (3.37) и (3.39). Дважды дифференцируя эту разность, получаем дополнительное к системе m уравнений (3.23) еще одно дифференциальное уравнение

$$T''(x) = T''_M + \sum_{it=1,2}^{m1} c_{it} Q'_{it} \quad (3.41)$$

Система уравнений (3.23) и (3.41) решается при граничных условиях (для жесткой заделки в основании):

$$N(0) = N'(H) = T(0) = 0, \quad (3.42)$$

$$T'(H) = Q_{yh} z_m - Q_{zh} y_m + \sum_{i=1}^m (m_{iye} z_i - m_{ize} y_i). \quad (3.43)$$

Условие (3.43) не содержит $T'_Q(H)$, так как при жесткой заделке в основании перерезывающие силы в связях Q_{it} на уровне $x=H$ равны нулю. После определения N_i и T изгибающие моменты в столбах определяются суммированием моментов от плоского изгиба и поворота

$$M_{iy} = \bar{M}_i + \bar{M}_i = \left(\frac{M_{yu} - \sum_{j=1}^m N_j y_j}{\sum B_{jz}} + \frac{T z_i}{B_w} \right), \quad (3.44)$$

где первый член в скобках следует из (3.28), а второй из (3.31). M_{iz} определяется по этой же формуле с переменной индексов и координат и заменой знака «+» на «-» в последнем члене уравнения.

При шарнирных связях все $N_i=0$ и (3.44) превращается в (3.20) для консольной расчетной модели. Прогобы и углы поворота несущей системы определяются двойным численным интегрированием эпюр M_i и T соответственно деленных на B_i и B_w . Полная продольная сила в i -м столбе равна: $N_i(x)$ плюс вертикальная внешняя нагрузка, действующая на данный столб.

3.5. Алгоритм и основы автоматизации расчета пространственных несущих систем многоэтажных зданий в линейной постановке (программа «Авторяд ЕС»)

В соответствии с теорией расчета, данной в п. 3.4, разработаны алгоритмы и программы автоматизированного расчета на ЭВМ ряда ЕС в линейной и нелинейной постановке («Авторяд ЕС» и «Авторяд ЕС-2»)*. Рассмотрим сначала алгоритм расчета «Авторяд ЕС», который исходит из принятой в п. 3.4 линейной зависимости (3.26). Для удобства алгоритмизации введены следующие дополнительные геометрические характеристики: y_{1i} , z_{1i} — координаты точки, лежащей на длинной оси поперечного сечения i -го столба, имеющие максимальную величину по

направлению этой оси; y_{2i} , z_{2i} — координаты аналогичной точки на противоположном конце сечения i -го столба (координаты с минимальной величиной по данному направлению); y_{ijb} , z_{ijb} — координаты точки присоединения связи ij к i -му столбу.

Эти величины берутся в произвольной системе координат, в которой затем определяются координаты центра жесткостей системы. Согласно формуле (3.8)

$$e_z = \sum_{i=1}^m [B_{iz} 0,5(z_{1i} + z_{2i})] / \sum_{i=1}^m B_{iz},$$

$$e_y = \sum_{i=1}^m [B_{iy} 0,5(y_{1i} + y_{2i})] / \sum_{i=1}^m B_{iy}.$$

Все остальные геометрические характеристики связаны с центром жесткостей несущей системы здания следующими очевидными соотношениями:

$$y_i = 0,5(y_{1i} + y_{2i}) - e_y; \quad z_i = 0,5(z_{1i} + z_{2i}) - e_z;$$

$$y_{ij} = 0,5(y_{1j} - y_{1i} + y_{2j} - y_{2i}); \quad z_{ij} = 0,5(z_{1j} - z_{1i} + z_{2j} - z_{2i});$$

$$\hat{y}_{ij} = y_{ijb} - e_y - y_i; \quad \hat{z}_{ij} = z_{ijb} - e_z - z_i;$$

$$\hat{y}_{ij} = 0,5(y_{ijb} + y_{jlb}) - e_y; \quad \hat{z}_{ij} = 0,5(z_{ijb} + z_{jlb}) - e_z.$$

Учитывая, что функции $Q'_{it}(x)$ из (3.34) — (3.35), образующие правую часть уравнений системы (3.23), могут быть представлены в таком виде:

$$Q'_{it} = R_{it} N_t + F_i, \quad (3.45)$$

приведем систему дифференциальных уравнений (3.23), (3.27), (3.41) к матричному виду

$$N'' - RN = F, \quad (3.46)$$

где N — матрица неизвестных размером $(m+1)n$; m — общее число столбов (колонн) в несущей системе здания; n — число расчетных уровней по высоте несущей системы; R — матрица жесткости размером $(m+1)^2$; F — матрица внешней нагрузки размером $(m+1)n$.

Каждый элемент матрицы жесткости R для любого i -го столба должен учесть жесткость всех столбов несущей системы $(1, \dots, t, \dots, m)$, причем, как это видно из (3.34) — (3.35), столбы t , не имеющие непосредственных связей с i -м столбом, будут участвовать в элементе матрицы R_{it} за счет членов U_y и U_z , т. е. через присутствие N_i

* Составители программ Н. И. Пресняков, В. А. Люблинский и М. С. Шакиров (МИСИ им. В. В. Куйбышева).

в формулах (3.35). Таким образом, записываем полный элемент матрицы (см. рис. 3.14):

$$R_{it} = \sum_{(y)} r_{ip,t} - \sum_{(y)} r_{qi,t} + \sum_{(z)} r_{ij,t} - \sum_{(z)} r_{ki,t}, \quad (i \neq m+1); \quad (3.47)$$

$$R_{m+1,t} = \sum_{i=1}^m \left[\sum_{(y)} (r_{ip,t} c_{ip}) + \sum_{(z)} (r_{ij,t} c_{ij}) \right].$$

Для компонентов, например, по оси Y при $t \neq i, p, m+1$ получим

$$r_{ip,t} = \frac{1}{s_{ip}} \left(\frac{y_z}{\sum B_z} + \frac{z_{pi} z_t}{y_{pi} \sum B_y} \right). \quad (3.48)$$

В этом выражении первый член в скобке следует из U_z , а второй из U_y по (3.34) — (3.35). Для компонентов по той же оси Y при $t=i$ или при $t=p$ к (3.48) надо соответственно добавить

$$+ 1/(s_{ip} E A_i y_{pi}) \text{ или } -1/(s_{ip} E A_p y_{pi}),$$

как это следует из первых членов в квадратных скобках (3.33).

Для компонентов по оси Y при $t=m+1$, исходя из последнего члена в квадратных скобках (3.34), имея в виду, что T в данном алгоритме имеет смысл N_{m+1} и, следовательно, тоже входит в N_t в выражение (3.44) как множитель для соответствующего компонента R_{it} , получим

$$r_{ip, m+1} = -(\hat{z}_{ip} y_i - \hat{z}_{pi} y_p + \hat{z}_{ip} y_{pi}) / (s_{ip} y_{ip} B_w).$$

Остальные компоненты элемента матрицы R_{it} (3.47) формируются аналогично с соответствующей заменой индексов и координат. Подобным же образом исходя из выражений (3.34) — (3.35) формируются и элементы матрицы внешней нагрузки F_i (3.45):

$$F_i = \sum_{(y)} f_{ip} - \sum_{(y)} f_{qi} + \sum_{(z)} f_{ij} - \sum_{(z)} f_{ki}, \quad (i \neq m+1); \quad (3.49)$$

$$F_{m+1} = -q_y(x) z_m + q_z(x) y_m + \sum_{(y)} (f_{ip} c_{ip}) + \sum_{(z)} (f_{ij} c_{ij}), \quad (3.50)$$

где $q(x)$ по (3.4), c_{ii} по (3.38).

Компоненты элемента матрицы F_i получают выделением нагрузочных членов из выражений (3.34) — (3.35). Например, по направлению Y для связи ip имеем

$$f_{ip} = -\frac{1}{s_{ip}} \left[\frac{M_{yu}(x)}{\sum B_z} + \frac{M_{zu}(x) z_{pi}}{\sum B_y y_{pi}} + \frac{\Delta P_i(x)}{E A_i y_{pi}} - \frac{\Delta P_p(x)}{E A_p y_{pi}} \right]$$

Аналогично записываются и остальные компоненты (3.49) и (3.50) с заменой индексов и координат согласно исходным выражениям (3.34) — (3.35). Здесь $M_u(x)$ по (3.20а), $\Delta P(x)$ по (3.1).

Граничные условия (3.42) и (3.43) в матричной форме имеют вид

$$N_n = \|0, 0, 0, \dots, 0\|$$

$$N_0 = \|0, 0, 0 \dots 0, T'(H)\|.$$

Для численного решения на ЭВМ в конечных разностях системы (3.46) используется метод прогонки. Согласно этому методу, в программе «Авторяд ЕС» при прямом ходе прогонки от заделки к вершине здания определяются сначала начальные прогоночные коэффициенты (исходя из граничного условия в заделке), а затем последовательно все промежуточные. Используя граничные условия в вершине здания и производя обратный ход, определяются искомые нормальные усилия в столбах N и бимомент T .

Программа «Авторяд ЕС» (см. прил.) рассчитывает несущие системы многоэтажных зданий на вертикальные и горизонтальные нагрузки, учитывая кручение здания в плане, создаваемое этими нагрузками. Специальным приемом (см. п. 3.6) учитывается сдвиг в срединной плоскости столбов, поэтому рассчитываемая система может содержать любую комбинацию замкнутых, незамкнутых и замкнутых связями контуров в плане здания. Программа предназначена для эксплуатации на ЕС ЭВМ, написана на алгоритмическом языке ФОРТРАН в операционной системе ОС.

После определения основных неизвестных N_i и T автоматически вычисляются и распечатываются перерезывающие силы в связях, изгибающие моменты в столбах, угол поворота и линейные перемещения по осям Y и Z во всех расчетных уровнях. Все прогоночные коэффициенты при решении записываются на внешние носители памяти, что позволяет экономить оперативную память

ЭВМ и дает возможность рассчитывать несущие системы практически без ограничения по количеству столбов и числу этажей. В варианте программы, передающей в фонд ГОСФАП и МОФАП, число столбов ограничено шестьюдесятью, а число расчетных уровней — тридцатью девятью. Однако последнее не связано с этажностью здания, которая не ограничивается. Время счета задач средней сложности (30 столбов) составляет 5—15 мин в зависимости от используемой машины ЕС.

Быстродействие программы дает широкую возможность проведения машинных экспериментов, с целью оптимизации несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. Некоторые результаты таких, а также физических (на моделях) экспериментов будут даны в п. 3.7.

3.6. Зависимости между перерезывающими силами в связях (перемычках) и деформациями этих связей. Учет сдвига в столбах

Характеристика податливости связи $s_{i,i+1}$, согласно (3.26), — это угол наклона i -го столба, которому соответствует единичная погонная перерезывающая сила в примыкающем ряду связей. Поскольку α_2 — величина относительная (в радианах), а $Q_{i,i+1}$ в континуальных связях измеряется в Н/м, то характеристика s имеет размерность м/Н. В линейной постановке расчета $s_{i,i+1} = \text{const}$, т. е. не зависит от x и от $Q_{i,i+1}(x)$, если, разумеется, не изменяется конструкция связей в данном ряду по высоте здания (т. е. по координате X). Приведем основные формулы для наиболее часто встречающихся случаев.

Для многосвязной несущей конструкции, сочетающей ригели (перемычки), столбы и колонны, следует учитывать изгиб колонн в пределах высоты этажа. Связанный с этим изгибом обратный поворот узлов уменьшает изгиб ригеля, а следовательно, и действующую в нем перерезывающую силу. Поэтому для многосвязных несущих конструкций в тех пролетах, где связями служат ригели или перемычки, s определяется по формуле

$$s_i = \frac{h}{3b_i} \left[\frac{(l_i - v_i)^3 + v_i^3}{B_{bi}} + \frac{h}{4} \left(\frac{w_i + u_{i-1}}{B_i} h_i + \frac{w_{i+1} + u_i}{B_{i+1}} u_i \right) \right], \quad (3.51)$$

где i — индекс пролета справа от i -го столба; l — длина пролета в свету; b — то же, в осях столбов (колонн); v — расстояние от грани правой колонны (столба) до нулевой точки в i -том пролете; h — высота этажа; B_b , B_i , B_{i+1} — изгибные жесткости соответственно: перемычки (ригеля), левого и правого столба (колонны); w_i , u_i — расстояния от нулевой точки в i -том пролете до осей левой и правой колонны (столба).

Из этой формулы получаем s_i для любых частных случаев. Например, для однопролетной рамы ввиду симметрии $B_i = B_{i+1} = B$ и $v = l/2$, отсюда, полагая также $b = l$, найдем

$$s = hl(l/B_b + h/2B)/12;$$

для двухпролетной симметричной рамы

$$s = hl(l/B_b + 3h/4B)/12;$$

для всех средних пролетов равнопролетной рамы или рамодиафрагмы $u \approx 0,5l$ и потому

$$s = hl(l/B_b + h/B)/12.$$

Для отдельной односвязной диафрагмы, как и для каждого из пролетов многосвязных диафрагм с равными или неравными столбами и пролетами, найдем значение s , полагая в (3.51): $B_i = B_{i+1} \approx \infty$ и $v = 0,5l$;

$$s_i = hl^3 / (12B_b b_i). \quad (3.52)$$

Если перемычки диафрагмы или ригели рамы имеют небольшой пролет l (при значительной высоте сечения d), то становится существенным влияние сдвига на их деформации. С учетом этого уравнение (3.52) следует умножить на коэффициент

$$\gamma = 1 + 2,95(d/l)^2 - 0,02d/l. \quad (3.53)$$

В общем случае множитель γ для учета сдвига в упругой стадии работы надо вводить в первый член в квадратных скобках формулы (3.51) и в вытекающие из нее частные значения.

В панельных зданиях связь между столбами вертикальных диафрагм нередко осуществляется непосредственно плитами перекрытий без каких-либо надпроемных перемычек или ригелей (рис. 3.23). Такой вид связи также может достаточно эффективно обеспечивать совместную работу панельных столбов диафрагмы по схеме б (см. рис. 3.3), если плиты перекрытий защемлены панелями стен с помощью платформенного или сборно-монолитного стыка.

В этом случае условная ширина участка перекрытия d ,

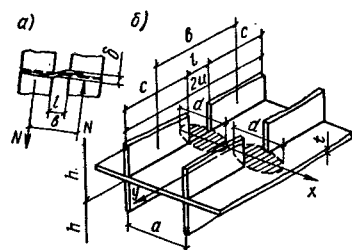


Рис. 3.23. Схема работы панелей перекрытия как связей сдвига

а — деформация перекрытия при наклоне диафрагмы (сплошными линиями — по оси диафрагмы, пунктиром — по оси y); б — аксонометрия фрагмента этажа панельного здания (заштрихован условный участок сопротивления сдвигу)

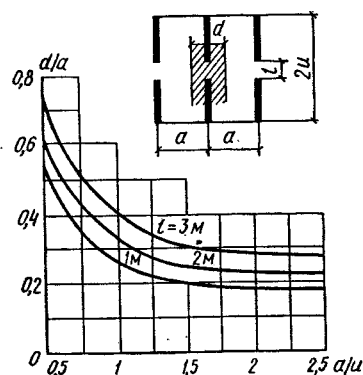


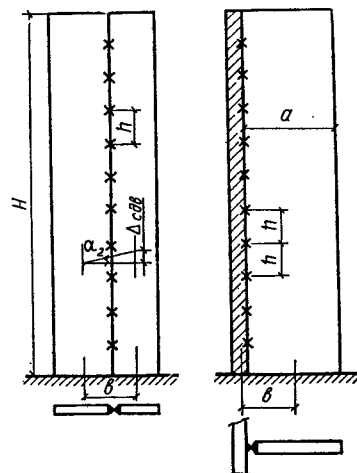
Рис. 3.24. График для определения условной полезной ширины перекрытия

активно сопротивляющегося взаимному сдвигу столбов диафрагмы, может быть определена по графику (рис. 3.24). Тогда характеристика s согласно (3.52)

$$s = hl^3 / (E_b dt^3 b), \quad (3.53, a)$$

где h — высота этажа; E_b — модуль упругости бетона (при необходимости с соответствующими коэффициентами снижения), остальные обозначения по рис. 3.23.

Если столбы диафрагм соединены вплотную связями сдвига, расположенными с шагом h (рис. 3.25), то сила, сдвигающая одну связь, будет равна: $Q = Q_{ij}h$. Обозначая φ , полученное из опыта, сдвиговое перемещение одной связи от единичной силы, $\varphi = \Delta/Q$ и, учитывая, что, согласно рис. 3.25, $\alpha_2 = \Delta/b$, получим $\alpha_2 = \varphi Q_{ij}h/b = sQ_{ij}$ и, сле-



довательно, в этом случае $s = \varphi h/b$. Единичное сдвиговое перемещение φ различно для разных видов плотных связей. На основании проведенных экспериментов составлена табл. 3.1, характеризующая линейную часть сдвигового перемещения для связей, показанных на рис. 3.26.

Таблица 3.1. Коэффициенты податливости связей на сдвиг φ

Связь	Схема на рис. 3.26	Единичное сдвиговое перемещение φ , м/н	Характеристика элементов стыка
Сварка закладных деталей	а	$2 \cdot 10^{-8}$	Керамзит и шлакобетон класса В10, В15
Бетонная шпонка со сваркой выпусков	б	$0,75 \cdot 10^{-9}$	Бетон замоноличивания класса В35
Анкерный стержень закладной детали	в	$6 \cdot 10^{-4} / (dE_b)$	E_b — модуль упругости бетона; d — диаметр стержня, см
Плита перекрытия, заведенная в шов стеновых панелей	г	$0,5 \cdot 10^{-8}$	Бетон панелей класса В20
Сварка закладных деталей	д	$0,12 \cdot 10^{-8}$	Бетон класса В40

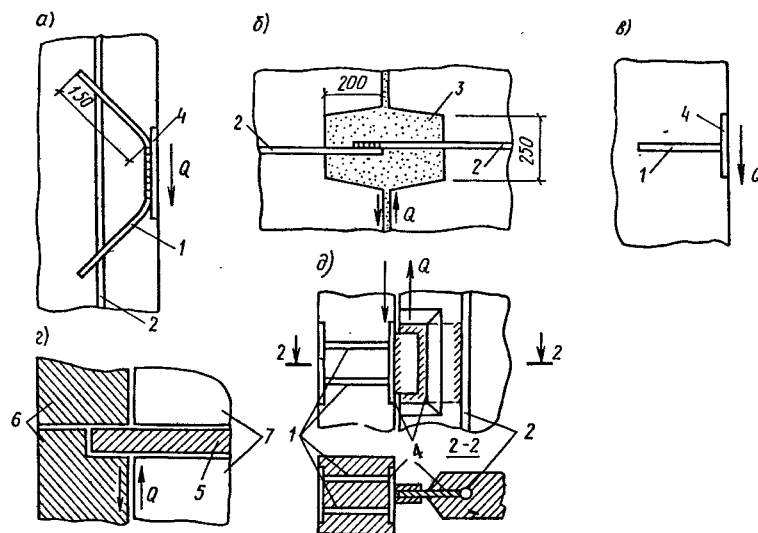


Рис. 3.26. Связи, работающие на сдвиг (к табл. 3.1)

1 — анкерные стержни; 2 — основная арматура панели; 3 — замоноличивание; 4 — свариваемые закладные детали; 5 — перекрытие; 6 — наружные стеновые панели; 7 — внутренние стеновые панели

В столбах с отношением высоты H к ширине d меньше 5 следует учитывать сдвиговые деформации. Для этого широкие столбы разрезаются мысленно вертикальными швами вдоль осей центров тяжести поперечных сечений (рис. 3.27). Вся сдвиговая деформация Δ_i сосредоточивается в этом шве так, чтобы она была равна деформации сдвига в действительном, т. е. неразрезанном столбе. Обе половины разрезанного столба считаются изгибаемыми без сдвига, так как в них уже отношение $H/d \gg 5$. Каждый из фиктивных столбов-половинок обозначается своим номером-индексом¹ и вводится в систему уравнений (3.46) на равных правах с более узкими столбами и колоннами.

Такой способ учета сдвига в широких столбах не вносит каких-либо изменений в полученные системы дифференциальных уравнений, но лишь увеличивает число неизвестных N_i и, следовательно, число уравнений.

Для фиктивных швов, имитирующих сдвиговые деформации в широких столбах, коэффициент s_{if} определяется исходя из того, что

$$\gamma = \frac{\kappa Q}{GA} = \alpha_2 = s_{if} \bar{Q}_{if} / h$$

Поскольку по условию весь сдвиг сосредоточен в фиктивном шве, то $Qh = Q_{if} b_{if}$ и, следовательно,

$$s_{if} = \kappa b_{if} / (GA), \quad (3.54)$$

где κ — для прямоугольного сечения столба $= 1,2$; A — площадь сечения всего столба до его разрезки; G — модуль сдвига для бетона.

После того, как из решения системы уравнений (3.46) будут найдены все N_i и в том числе N_{if1} и N_{if2} в фиктивных столбах-половинках, полные усилия в действительных (неразрезанных) столбах определяются так:

$$N_j = N_{if1} + N_{if2}.$$

В несущих системах с замкнутым контуром поперечного сечения (ядрах), подвергающихся кручению, влияние чистого сдвига становится основным с увеличением H/d , так как сдвигающие напряжения чистого (свободного) кручения создаются полным внешним крутящим

¹ На рис. 3.27 фиктивные половинки j -го столба обозначены индексами $if1$ и $if2$.

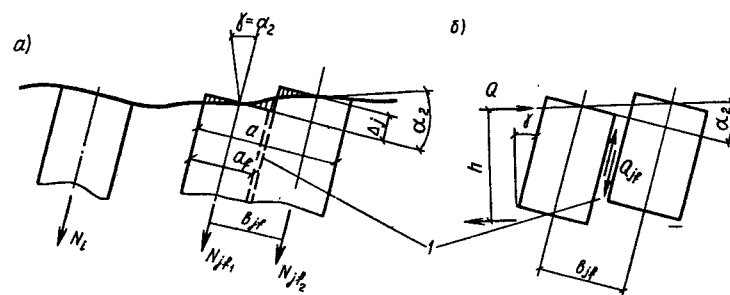


Рис. 3.27. Условная разрезка широких столбов фиктивным швом (I) для учета сдвига

a — сосредоточение сдвига в фиктивном шве; b — к определению s_i

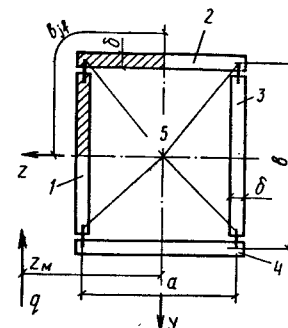


Рис. 3.28. Горизонтальное сечение замкнутого ядра с фиктивными швами

1-4 — столбы, образованные условной разрезкой; 5 — фиктивные швы

моментом, а не его небольшой частью, как в открытых сечениях. Поэтому в ядрах сдвигом нельзя пренебрегать, как и в рассмотренных изгибаемых широких столбах прямоугольного сечения.

В таких случаях для учета сдвига можно разделить замкнутый контур на столбы прямоугольного сечения, введя в местах разреза (т. е. в углах контура рис. 3.28) фиктивные связи с характеристикой податливости s_i (3.54), но принимая коэффициент κ , соответствующим форме сечения рассматриваемого профиля. При этом b_{if} в (3.54) принимается по рис. 3.28, а A — заштрихованная на этом рисунке часть площади сечения двух смежных прямоугольных элементов, объединенных фиктивной связью.

В столбах с открытым профилем (швеллер, двутавр и т. п.) в местах разреза можно вводить условные связи с $s=0$. Однако в несущих системах с элементами сложного открытого профиля не всегда удастся вводить в условных швах податливость связей $s=0$. В сложных

системах такой прием может привести к устранению членов уравнения, не содержащих данного параметра $s_{ik} = 0$. В таких случаях податливость связей в условных швах может быть принята равной s_i по формуле (3.54) с учетом сказанного о ее применении к ядрам жесткости; возможно также использование метода, предложенного в гл. 5.

3.7. Нелинейные деформации связей сдвига

Теоретический анализ и многочисленные эксперименты показывают, что образование трещин в ригелях или перемычках существенно сказывается не только на работе отдельной вертикальной несущей конструкции, но и на сопротивлении несущей системы в целом. Трещины первоначально возникают в наиболее нагруженных перемычках, при этом уменьшаются жесткость перемычек и воспринимаемые ими перерезывающие силы. Это влечет за собой уменьшение нормальных сил в столбах диафрагм¹ и возрастание изгибающих моментов и прогибов. Вместе с тем увеличиваются перерезывающие силы в еще не треснувших перемычках, пока и в них не возникнут трещины. Таким образом, с ростом нагрузки происходит перераспределение усилий во всех элементах несущей системы, причем зависимость между этими усилиями и соответствующими им перемещениями нелинейна на значительной части диаграммы работы ($Q-\delta$).

Существуют различные варианты математического описания этой зависимости для отдельных элементов несущей системы, в частности для железобетонных перемычек. Эти варианты обычно не вполне согласуются между собой, так как результаты опытов оказываются различными для разных сечений и пролетов перемычек, прочности и деформативности бетона и арматуры, количества и расположения продольной арматуры, насыщения поперечной арматурой, величины распора и степени стеснения деформации перемычки другими конструктивными элементами.

Последний фактор особенно важен. В реальной несущей системе ни одна из перемычек не имеет возможности

¹ В ядрах уменьшение Q в перемычках (после образования в них трещин) может увеличить нормальные силы в столбах при действии на ядро крутящего момента.

деформироваться и разрушаться независимо от других. Ее деформации неизбежно стеснены соседними перемычками, перекрытиями и столбами. На рис. 3.29 отчетливо видно, что перемычки над проемами получили значительные повреждения, однако не разрушились, пока длительное накопление их деформаций не привело к разрушению опорных сечений столбов. В этом эксперименте, выполненном в лаборатории МИСИ им. В. В. Куйбышева, первые трещины появлялись в перемычках 4-го и 5-го этажей, а затем по мере возрастания поперечной нагрузки постепенно возникали трещины в перемычках выше и ниже указанных этажей. Трещины в перемычках образовывались в местах их защемления в столбы ядер и имели направление, нормальное к продольной оси перемычки. При этом перемычки поворачивались в своей плоскости, создавая распор между столбами¹.

Трещинообразование в перемычках начиналось при нагрузке, составляющей примерно 20% разрушающей для всего ядра, в то время как наклонные трещины в столбах моделей появились непосредственно перед ее разрушением. Появление трещин в перемычках привело к существенному увеличению деформативности моделей и перераспределению внутренних усилий.

Перемычки, как и иные связи сдвига, в процессе возрастания общей внешней нагрузки на несущую систему, деформируются по полной диаграмме $Q-\delta$, включая ее нисходящую ветвь (рис. 3.30).

После перехода через $Q_{\max}$ снижение перерезывающей силы в перемычке происходит постепенно, вследствие чего она еще долго продолжает участвовать в общей работе несущей системы здания. Наиболее полные диаграммы можно ожидать в тех перемычках или связях, в которых трещины появились в первую очередь. По мере перехода на нисходящую ветвь остальных перемычек, протяженность полных диаграмм для них должна сокращаться. Последние в этом процессе перемычки, достигая своего $Q_{\max}$, будут (при правильном конструировании) разрушаться вместе с опорными сечениями столбов. Если же эти сечения были законструированы излишне мощными, то и последние перемычки

¹ Распор возникает из-за того, что пролет перемычки короче, чем ее диагональ.

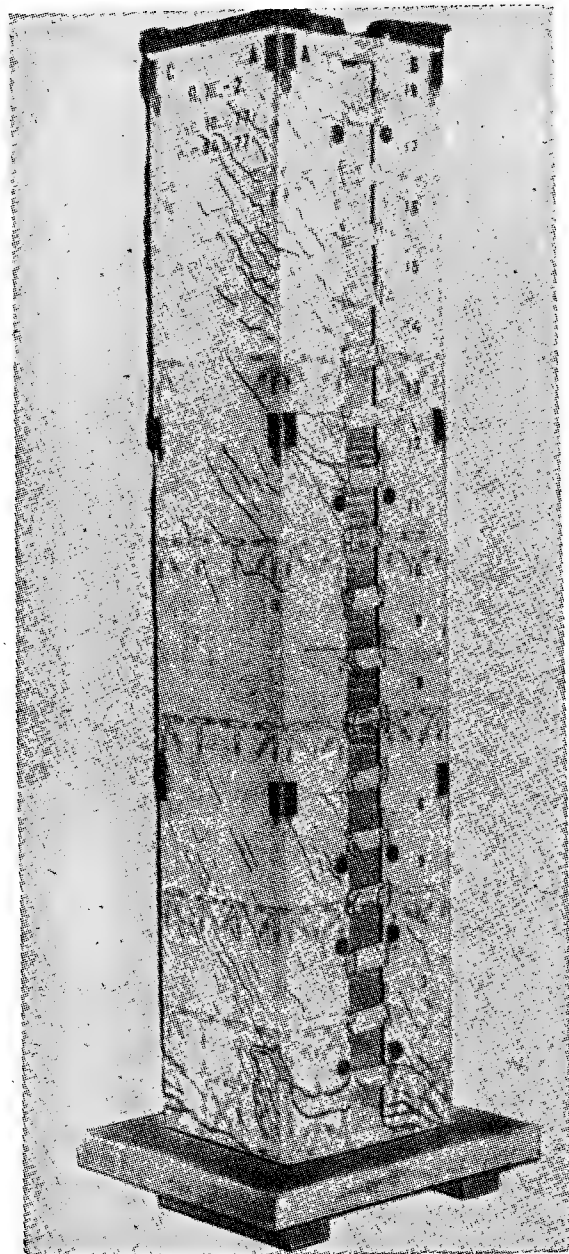


Рис. 3.29. Железобетонная модель ядра после испытания на сжатие, изгиб и кручение

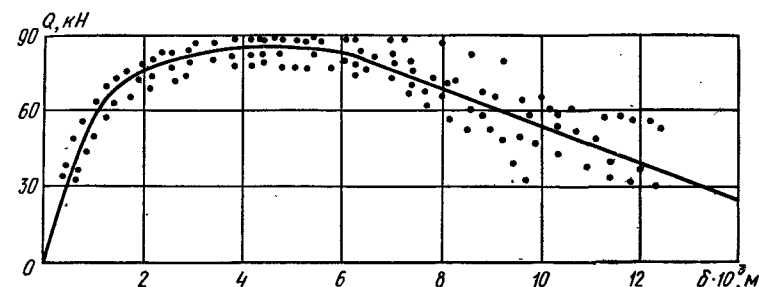


Рис. 3.30. Полная диаграмма $Q - \delta$ для сварного соединения элементов сборной диафрагмы (точками обозначены экспериментальные результаты)

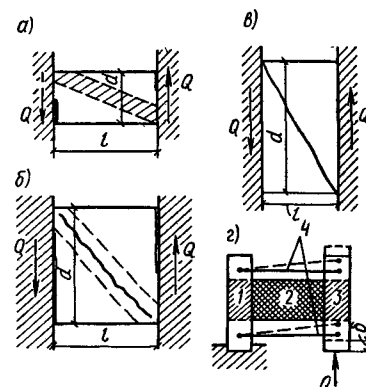


Рис. 3.31. Характерные схемы излома перемычек

$a - d/l < 1,0$; $б - 1,0 < d/l < 1,25$; $в - d/l > 1,25$; $г -$ схема испытательной установки; 1 — неподвижный зажим, имитирующий столб; 2 — перемычка; 3 — подвижный зажим; 4 — тяги для погашения распора

могут разрушаться на нисходящей ветви диаграммы $Q - \delta$.

Поведение в опытах отдельных перемычек, испытанных самостоятельно, в нестесненных условиях, оказывается иным, чем в реальной несущей системе. Остаются пока не до конца выясненными зависимости усилия—перемещение для перемычек в сложной пространственной несущей системе многоэтажного здания. По-видимому, в реальных условиях эти зависимости будут различны для разных комбинаций перечисленных факторов, влияющих на работу перемычек как связей—сдвига. Схемы трещинообразования и разрушения моделей отдельных перемычек в опытах, проведенных в лаборатории железобетонных конструкций МИСИ им. В. В. Куйбышева в 1983 г. могут быть сгруппированы следующим образом (рис. 3.31): при $d/l < 1$ трещины развиваются нормально к продольной оси, в зоне максимальных моментов около заделки перемычек в столбы; при $1 < d/l < 1,25$, наряду

с нормальными проявляется и одна наклонная трещина, направленная по диагонали от одного сжатого угла к другому; при $d/l > 1,25$ возникает только одна диагональная трещина. В первых двух случаях разрушение происходит от раздавливания сжатых участков бетона над вершинами нормальных трещин, в третьем случае перемычка разрушается от раскрытия диагональной трещины. Эти результаты получены при испытании 33 образцов с отношениями $d/l = 0,5; 0,75; 1,0; 1,25$ и $1,5$. Конструкция испытательной установки предусматривала погашение распора металлическими тягами, которые шарнирно соединяли подвижный и неподвижный опорные зажимы.

Похожие результаты получены в опытах ЦНИИЭП жилища, где обнаружена также любопытная особенность поведения перемычек при перекосе: растяжение как нижней, так и верхней арматуры почти по всей длине перемычки. В этих опытах для погашения распора не принималось специальных мер и потому роль затяжек, воспринимающих распор, играла сама продольная арматура. Естественно, она оказалась растянутой почти по всей длине, за исключением коротких участков в торцах сжатой диагонали перемычки.

В реальных условиях распор, создаваемый перекосом перемычек, воспринимается сопротивлением растяжению перекрытий и стен (параллельных направлению распора), а также сопротивлением изгибу и сдвигу столбов, в которых зашпелены перемычки. Вместе с тем в восприятии распора, участвует в некоторой степени и продольная (верхняя и нижняя) арматура перемычек. Вряд ли возможно дать количественную оценку долям участия этих конструктивных элементов в общем сопротивлении распору, тем более, что эти доли зависят от конструкции и деформативности элементов-участников.

Ясно, что распор увеличивается с увеличением угла α наклона столбов (рис. 3.32), но в рамках геометрически-линейного расчета α не может возрастать безгранично. Даже если не считаться с ограничениями второй группы предельных состояний, выяснение только несущей способности системы при больших α потребует учета геометрической нелинейности не только в смысле продольного изгиба, но также и в отношении отказа от приближенного уравнения кривизны. Однако в физически нелинейной постановке это пока невозможно для сколь угодно сложной несущей системы многоэтажного здания.

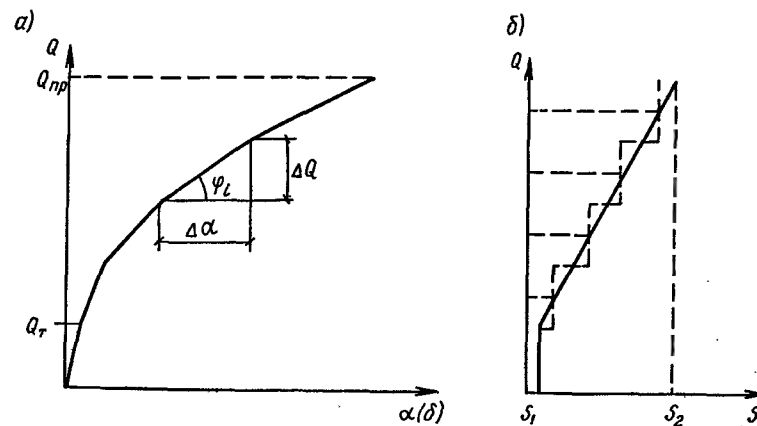


Рис. 3.32. Графики зависимостей
а — $Q - \alpha(\delta)$; б — $Q - s$

Особенностью реальной работы перемычки как связи сдвига в несущей системе здания является то, что ее нелинейные деформации (и в частности, характеризующее сдвиг смещение δ) зависят от действующей в перемычке перерезывающей силы $Q_{ii}(x)$, а эта сила зависит от перемещений всей несущей системы и в том числе от смещения данной перемычки. При этом изгибно-сдвиговая податливость перемычки изменяется в функции действующего усилия $Q_{ii}(x)$ и, в свою очередь, определяет как это усилие, так и распределение усилий во всей несущей системе здания. Сила $Q_{ii}(x)$ переменна по высоте несущей системы, соответственно переменна в функции этой силы также и податливость перемычек. Но суть в том, что закон изменения этой податливости $s(Q)$ не задан, а определяется поведением всей несущей системы под возрастающей внешней нагрузкой. Следовательно, в нелинейной постановке расчета можно записать в общем виде

$$s_{ii} = f[Q_{ii}(x)], \quad (3.55)$$

причем

$$Q_{ii} = \Phi \left[q(x), \sum_{up=1,2}^{m-1,m} s_{up}(Q_{up}), \sum_{f=1}^m EA_f (N_f) \right]$$

Опыты показывают, что на некотором небольшом участке роста Q_{ii} до начала образования трещин ($Q_{ii} \leq Q_{cr}$)

характеристику s можно считать постоянной. В этих пределах действует линейная зависимость (3.26). С дальнейшим ростом Q_u связь между $\alpha_2 = \delta/b$ и Q_u становится нелинейной.

Учитывая приведенные выше соображения, для расчета несущей системы в физически нелинейной постановке принята зависимость $Q - (\delta)$ для перемычек, принципиально соответствующая их реальной работе и вместе с тем простая и удобная для расчета (что, впрочем, не исключает замены ее любой другой подходящей зависимостью или даже непосредственно экспериментальной таблицей).

На рис. 3.32 представлен схематично график деформирования перемычек по некоторым опытам. Пользуясь зависимостью (3.26) и заменяя плавные кривые кусочно-линейными ломанными, легко определить для каждого линейного i -го участка податливость перемычки

$$s_i = \Delta\alpha / \Delta Q = \text{ctg } \varphi_i.$$

Соответствующие значения s_i отложены на графике 3.32, б пунктирной уступчатой линией. Увеличивая число переломов, не трудно перейти от уступчатого графика s к плавному. В зоне восходящей ветви полной диаграммы, и не слишком приближаясь к ее вершине, можно аппроксимировать график $Q - s$ билинейной зависимостью (3.32, б—сплошная линия), причем на участке $Q \leq Q_{cr}$ имеем $s_1 = \text{const}$, а для $Q > Q_{cr}$ получим линейное изменение от s_1 до s_2 . Для любого промежуточного значения $Q_i > Q_{cr}$

$$s_i = s_1 + \frac{s_2 - s_1}{Q_u - Q_{cr}} (Q_i - Q_{cr}),$$

где s_1 по (3.52) — (3.53); $s_2 = \frac{\alpha_2 - \alpha_{cr}}{Q_u - Q_{cr}}$; α_{cr} — угол наклона, определяемый по (3.26) при $s = s_1$ и при $Q = Q_{cr}$; $Q_{cr} = 2M_{cr} / (lh)$; M_{cr} — момент, при котором образуются нормальные трещины в заделке перемычки; l — пролет перемычки; h — расстояние между перемычками по высоте здания (обычно высота этажа); Q_u — предельная поперечная сила (континуальная) в перемычках по прочности сжатой полосы бетона между трещинами.

Угол α_2 , соответствующий предельному усилию в перемычке, можно определить, пользуясь схемой, приведенной на рис. 3.33. Считая, что продольная арматура растянута на участке длиной $0,8l$, причем усилие в ней изменяется от P в трещине до нуля в конце этого участка, получим (обозначения по рис. 3.33)

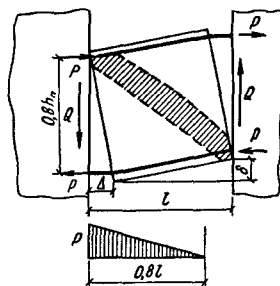


Рис. 3.33. Расчетная схема к определению α_2 для предельного состояния перемычки

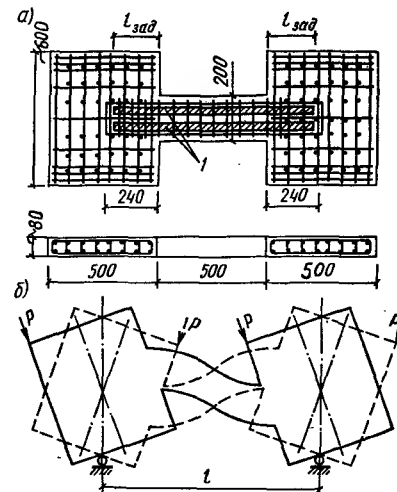


Рис. 3.34. Монолитная перемычка, армированная брусками

а — опытный образец (l — предварительно напряженный брусок с арматурой $\varnothing 10$ А, У)
б — характер деформирования при знакопеременном нагружении

$$\Delta = \int_0^{0,8l} \frac{P(x)}{E_s A_s} dx = 0,4Pl / (E_s A_s) \quad (3.56)$$

Из подобия треугольников следует

$$\delta = \Delta l / (0,8h_b)$$

и, подставляя сюда (3.56), имеем

$$\delta = Pl^2 / (2h_b E_s A_s).$$

Приняв во внимание, что по условию равновесия $2P0,8h_b = Q_u lh$ и что $\alpha_2 = \delta/b$, найдем искомый угол

$$\alpha_2 = hl^3 Q_u / (3,2h_b^2 E_s A_s b).$$

Таким образом, в каждом конкретном случае имеется достаточно данных для построения расчетной зависимости (3.55) на стадии проектирования.

Для эффективной работы перемычек как связей сдвига следует назначать поперечное армирование, позволяющее избежать хрупкого разрушения по наклонному сечению. При этом поперечные стержни должны выполняться в виде замкнутых хомутов, чтобы исключить продольный изгиб основной арматуры в зонах сжатия (см. рис. 3.31 и 3.33).

В монолитных ядрах и диафрагмах очень целесообразно применение предварительного напряжения перемычек путем закладки в опалубку, заранее изготовленных предварительно напряженных железобетонных элементов-бруськов (рис. 3.34). Такое армирование, как показали опыты, проведенные в лаборатории железобетонных конструкций МИСИ им. В. В. Куйбышева, в 2—3 раза уменьшает деформации перемычек по сравнению с деформациями перемычек такого же сечения без предварительного напряжения. На трещиностойкости перемычек преднапряжение брусками сказывается в меньшей мере, так как в силу необходимой симметрии армирования равнодействующая сил обжатия совпадает с центром сечения перемычки. Вследствие этого в таких перемычках зависимость $Q-\alpha$ тоже остается нелинейной.

Опытами установлено, что устройство вутов в местах примыкания перемычек к столбам монолитных диафрагм (ядер) повышает на 70—75% несущую способность и трещиностойкость перемычек и в 2—2,5 раза уменьшает их деформации сравнительно с перемычками без вутов.

3.8. Алгоритм и автоматизация нелинейного расчета пространственных несущих систем многоэтажных зданий

Для расчета в нелинейной постановке используется описанный в п. 3.5 алгоритм и программа «Авторяд ЕС» в комбинации с итерационным процессом. После расчета в линейной постановке по программе «Авторяд ЕС» несущая система разделяется по высоте на участки по 4—5 этажей. В пределах каждого участка податливость связей s и модуль деформаций столбов E считаются постоянными на каждом шаге итерации. Для первой итерации эти константы определяются по принятым диаграммам деформирования в зависимости от усилий (средних в пределах участка), найденных из линейного расчета. Далее для каждого участка решается линейная задача с вновь полученными значениями s и E . На границах участков соблюдаются дополнительные граничные условия

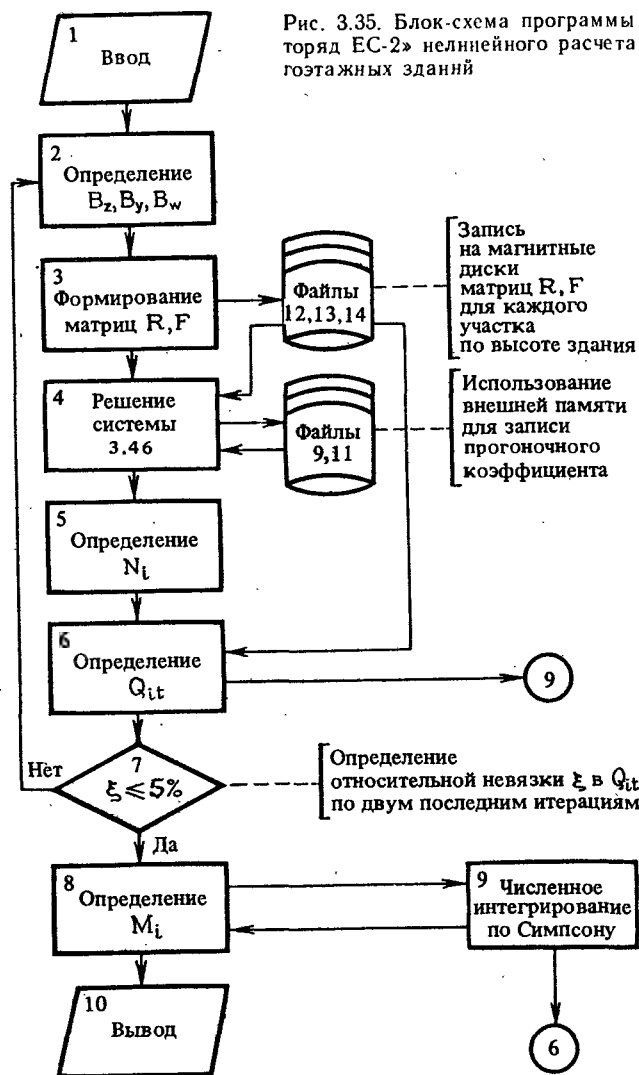
$$N_i = N_{i+1}; N'_i = N'_{i+1}.$$

Полученные на втором этапе усилия в столбах и связях

используются для отыскания, по принятым диаграммам, новых значений констант s и E . После каждой корректировки s и E формируются матрицы жесткости для каждого участка и вычисляются прогоночные коэффициенты от заделки до верха здания (прямой ход), а затем определяются искомые неизвестные N, T (обратный ход). Далее расчет повторяется до тех пор, пока расхождение в результатах на двух последних этапах итерации не станет меньше заданного предела (например, 3—5%).

Этот метод развит В. А. Люблинским в программе «Авторяд ЕС2» для нелинейного расчета пространственных несущих систем многоэтажных зданий. Блок-схема программы приведена на рис. 3.35.

Для иллюстрации этого процесса на рис. 3.36 показана схема итерационного расчета 20-этажной несущей системы на действие горизонтальной нагрузки при простейшей билинейной зависимости податливости s от Q . До образования трещин эта податливость постоянна, затем она возрастает пропорционально росту Q вплоть до предельного значения, соответствующего разрушению перемычки. Эпюра Q , полученная из линейного расчета на полную заданную нагрузку, разделена на четыре участка по высоте. Для каждого участка определены средние значения Q , которые будут, очевидно, завышенными, поскольку исходят из минимальной податливости перемычек, соответствующей их упругой работе без трещин. По этим значениям Q , согласно диаграмме $Q-s$, найдены новые значения s для всех участков. Новые s будут больше начальных, так как с ростом Q податливость s возрастает. При этих податливостях s определены новые N и Q и далее этот процесс автоматически повторяется. В данном примере потребовалось семь итераций, чтобы расхождение между последними двумя значениями Q оказалось равным 4%. На рис. 3.36, б показана последовательность выполнения итераций для участка II (черные кружки) и для участка IV (светлые кружки). Так как при нелинейной постановке расчета не действителен принцип суперпозиции, возникает необходимость оговорить историю загрузки несущей системы. В соответствии с реальными условиями вначале прикладывается вертикальная нагрузка. Она является более значимой по сравнению с горизонтальной (ветровой) даже при большой высоте здания. Кроме того, горизонтальная нагрузка действует кратковременно и обязательно вместе с верти-



кальной, поэтому сначала вычисляются усилия от действия вертикальной нагрузки, а затем от совместного действия вертикальной и горизонтальной нагрузок. При проверке прочности сечений для каждого элемента выбирается из этих двух вариантов наиболее неблагоприятный.

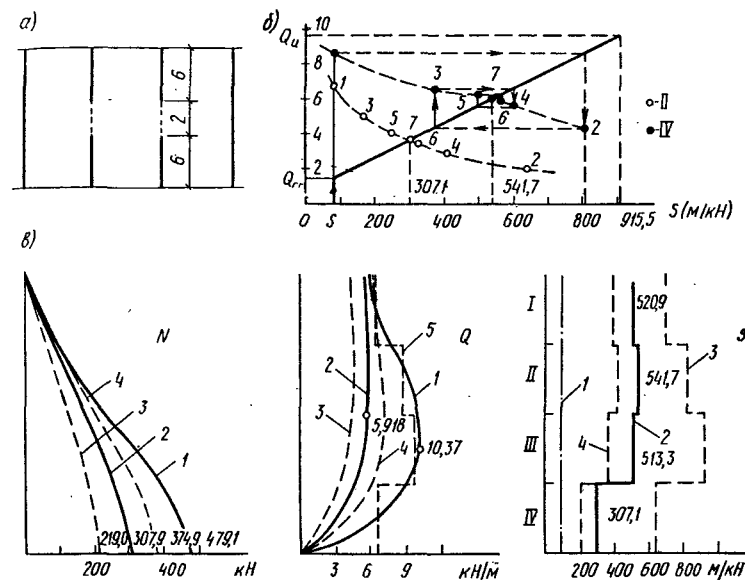


Рис. 3.36. Пример выполнения итерации для нелинейного расчета простой несущей системы

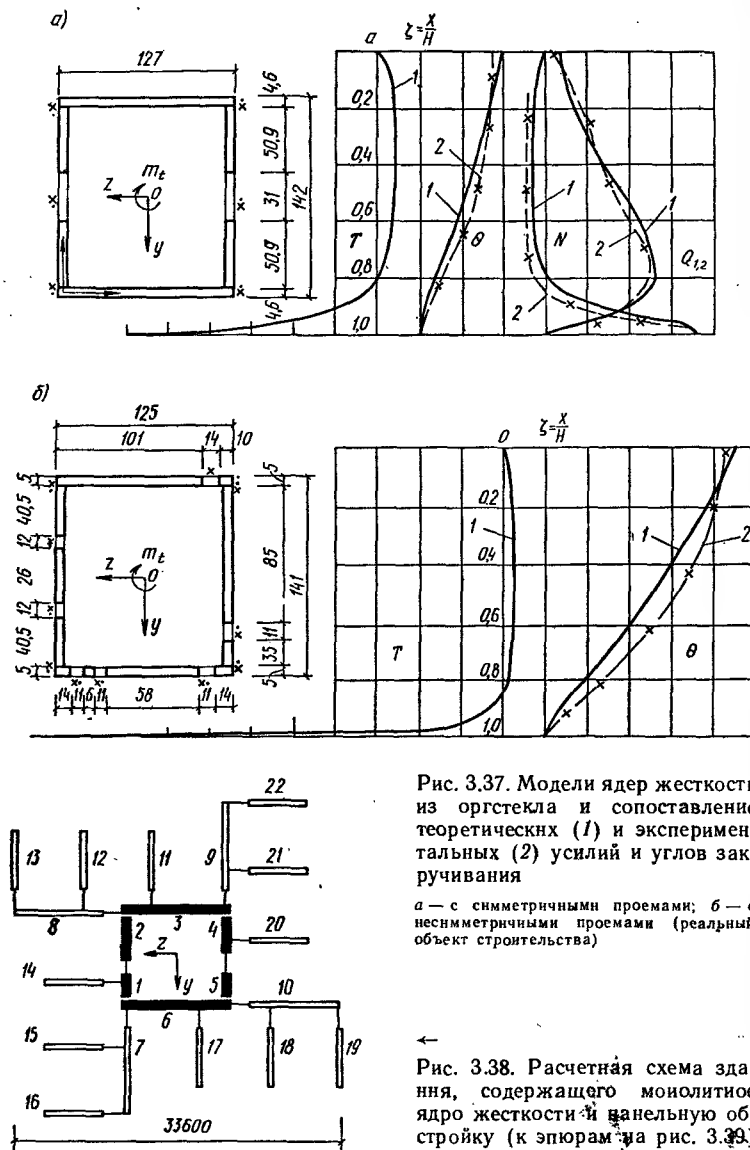
а - схема плана здания; б - диаграмма $Q-s$ и схема итерации для II и IV участков (1-7 - номер итерации); в - эпюры (N - в столбах, Q - в перемычках; s - податливость связей); 1 - линейный расчет; 2 - нелинейный расчет с учетом диаграммы $Q-s$; 3 - после первой итерации; 4 - после второй итерации; 5 - среднее значение перерезывающей силы по линейному расчету

По программе «Авторяд ЕС» были рассчитаны многие здания для Москвы, Ленинграда и других городов, а также 36-этажные ядра жесткости, расчет которых сравнивался с результатами испытания моделей этих ядер в масштабе $1/80$ из оргстекла. Сопоставление теоретических и экспериментальных результатов дано на рис. 3.37.

Для здания, план которого показан на рис. 3.38, был выполнен машинный эксперимент. Выяснялось влияние изменения соотношений жесткостей ядра и обстройки и изменения податливости связей. В результате расчета этого здания на ЭВМ в линейной постановке более чем ста вариантами соотношения жесткостей установлено:

1) уменьшение осевых жесткостей столбов обстройки при неизменной жесткости ядра:

увеличивает N_i в столбах ядра от действия вертикальной нагрузки, обстройка через связи сдвига как-бы «по-



висает» на ядре, поскольку при меньшей осевой жесткости она несет большую по грузовой площади нагрузку; уменьшает зону распространения T по высоте ядра, увеличивая зону чистого кручения ядра;

уменьшает M_i в столбах обстройки и увеличивает M_i в столбах ядра;

увеличивает Q_{ii} во всех связях сдвига;

2) увеличение податливости связей s уменьшает N , Q_{ii} и M в ядре от вертикальной нагрузки. Замена в расчете отдельных связей на шарнирные приводит к значительному (до 30%) перераспределению усилий;

3) кручение возникает и от вертикальной нагрузки.

В здании, показанном на рис. 3.38, бимомент в заделке от вертикальной нагрузки оказался равен бимоменту, который создала бы ветровая нагрузка при эксцентриситете ее равнодействующей, равном примерно 0,8 м;

4) эпюры N_i в столбах ядра и обстройки существенно отличаются от таких эпюр в простых плоскопараллельных несущих системах. Это объясняется различной податливостью примыкающих к столбу многочисленных связей (столбы 6, 8 и др.) с разной интенсивностью и знаками усилий Q_{ii} . Суммирование этих усилий приводит иногда даже к перемене знака N_i по высоте столба.

Сравнение эпюр усилий, полученных в линейных и в нелинейном расчетах по программам «Авторяд ЕС» и «Авторяд ЕС-2» показывает, что при действии только вертикальной нагрузки в нелинейном расчете эпюры перерезывающих сил в связях выравниваются и величины этих сил уменьшаются. Это объясняется увеличением податливости связей после возникновения в них трещин. Соответственно уменьшаются нормальные силы N_i в столбах несущей системы и увеличиваются в них изгибающие моменты M_i .

Принципиально такой же характер имеют изменения эпюр усилий в нелинейном расчете по сравнению с линейным и при совместном действии вертикальной и горизонтальной нагрузок. Для примера на рис. 3.39 и 3.40 показаны характерные эпюры в некоторых столбах и связях, а также график прогибов несущей системы, план которой изображен на рис. 3.38. Прогиб при нелинейном расчете возрос более чем вдвое. Снижение нормальных сил по сравнению с линейным расчетом достигает 60—70%.

В сложных пространственных несущих системах число итераций, для получения практически стабильных значе-

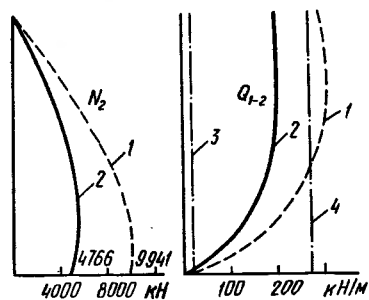


Рис. 3.39. Эпюры некоторых усилий в столбах и связях несущей системы (совместное действие вертикальной и горизонтальной нагрузок)

1 — линейный расчет; 2 — нелинейный расчет; 3 — Q , при котором образуются трещины в перемычке; 4 — предельное (разрушающее) значение Q (к рис. 3.38)

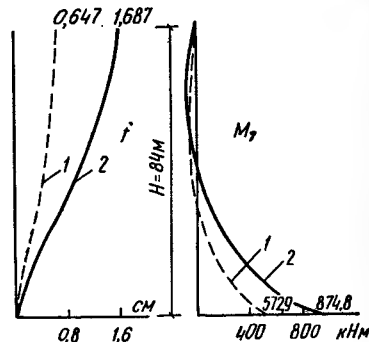


Рис. 3.40. График прогибов и эпюра моментов в столбе 7 (см. рис. 3.38)

1 — линейный расчет; 2 — нелинейный расчет

ний усилий и перемещений не превышает обычно восьми-десяти. Процесс итерации устойчиво сходится.

В лаборатории кафедры железобетонных конструкций МИСИ были запроектированы, изготовлены и испытаны две 18-этажные модели из бетона на мелком щебне с симметрично расположенными проемами, в масштабе 1:40. Бетонирование моделей осуществлялось в вертикальном положении в специально изготовленной металлической опалубке. Армировались модели пространственным каркасом в виде двойной сетки из термически обработанной низкоуглеродистой проволоки диаметром 1 мм с шагом 13,5 мм по вертикали и 12,5 мм по горизонтали. В верхней половине модели № 2 (с 10-го по 18-й этаж) количество вертикальной арматуры было уменьшено почти в 2 раза по сравнению с армированием модели № 1. Кроме этого, перемычки второго образца армировались дополнительной горизонтальной арматурой. Образцы загружались сжимающей силой, изгибающими и крутящими моментами при различном их соотношении. Сжатие создавалось за счет продольной нагрузки, приложенной к верхнему сечению (в уровне 18-го этажа) центрально с помощью гидравлического домкрата ДГ-25. Изгиб с кручением создавался для имитации поперечной (ветровой) нагрузки, которая передавалась с помощью трех гидравлических домкратов ДГ-5 через загрузочные рамки, расположенные в трех сечениях на равном расстоянии друг от друга (в уровнях 6, 12- и 18-го этажей). Загрузочные рамки konstruировались таким образом, чтобы обеспечить недеформируемость контура и не стеснять деформацию горизонтальных сечений моделей.

Поперечная нагрузка прикладывалась с эксцентриситетом для модели № 1—17,5, а для модели № 2—45,5 см так, что соотношение крутящего момента к изгибающему в уровне первого этажа составило соответственно 0,2 и 0,5.

Модели доводились до разрушения за счет увеличения поперечной нагрузки при постоянной продольной, равной 65 кН. Разрушающая нагрузка первой модели составила 3,8 кН (на один домкрат), а второй—2,7 кН. Момент разрушения фиксировался по началу интенсивного роста перемещений моделей без увеличения нагрузки при постоянной подаче масла в домкраты.

В результате испытаний моделей из мелкозернистого железобетона получены схемы их разрушений (см. рис. 3.29). Разрушение ядер происходило в сечениях, примыкающих к основанию, в результате текучести арматуры и последующего раздавливания бетона наиболее напряженных участков столбов. К моменту разрушения было практически исчерпано сопротивление всех перемычек наиболее нагруженной стенки моделей, в которой складывались усилия от изгиба и кручения. Эксперименты показали удовлетворительное совпадение их результатов с результатами расчета.

Применение физически нелинейных расчетов целесообразно для выяснения предельного сопротивления несущей системы, т. е. той нагрузки, при которой система разрушается. Ясно, что такая нагрузка может действовать только однократно и не должна возникать при эксплуатации здания. Знать эту нагрузку нужно: для назначения допускаемой нагрузки, для выяснения действительного запаса, имеющегося в сооружении, по отношению к заданной или ожидаемой эксплуатационной нагрузке либо для суждения о поведении сооружения в экстремальных условиях (взрыв, землетрясение и т. п.).

В стадии эксплуатации железобетонные конструкции обычно работают упруго, хотя и с трещинами в зонах больших изгибающих моментов. Это происходит потому, что нормальные трещины при изгибе возникают и развиваются, когда арматура еще работает упруго, а напряжения в сжатой зоне бетона находятся в пределах начальной части восходящей ветви диаграммы $\sigma - \epsilon$, где эта диаграмма еще практически линейна. В этих условиях, как известно из многочисленных опытов, после 5—6 загрузений диаграмма $P - \delta$, связывающая усилия и перемещения, становится стабильно линейной и система работает упруго. Поэтому уже более ста лет благополучно используемый в практике статический расчет железобетонных сооружений в упруголинейной постановке и сейчас не теряет своего значения, а в большинстве случаев остается пока еще единственно возможным для определения усилий в сложных пространственных сооружениях на стадии эксплуатационных загрузений.

Примеры автоматизированных расчетов по программе «Авторяд ЕС» (см. прил.) в линейной постановке даны в гл. 7.

3.9. Плоскопараллельные несущие системы

Пространственные несущие системы, подвергающиеся кручению в плане, могут быть разделены на две плоскопараллельные несущие системы, рассчитываемые независимо, если взаимно перпендикулярные системы диафрагм не имеют между собой связей сдвига и одна из взаимно перпендикулярных систем диафрагм (например, показанная пунктиром на рис. 3.41) целиком располагается в одной плоскости. Второе условие означает, что кривая центров кручения тоже будет лежать в этой плоскости и потому совпадающая с ней система диафрагм не будет сопротивляться повороту перекрытий. Сопротивление повороту будет оказывать только та система диафрагм, в которой отдельные диафрагмы располагаются в параллельных плоскостях. Это позволяет рассчитывать при кручении обе системы независимо друг от друга. В этих системах горизонтальные перемещения взаимно параллельных вертикальных несущих конструкций ($a, b, \dots, j, l, m$ на рис. 3.42) в их плоскости взаимозависимы, так как эти конструкции связаны перекрытиями. Если не учитывать, как обычно, податливость перекрытий в своей плоскости, то при симметричных в плане схемах и нагрузках горизонтальные перемещения будут одинаковы, а при несимметричных — связаны линейной зависимостью.

В симметричных в плане несущих системах (рис. 3.43, а) поворот не возникает, если $l_2 \leq 2l_1$, поэтому $T=0$ и нет необходимости соблюдать второе условие для отнесения данной несущей системы к категории плоскопараллельных. В таких системах горизонтальные перемещения и углы наклона всех вертикальных конструкций одинаковы, что позволяет перейти от пространственной модели к плоской схеме, показанной на рис. 3.43, б, в которой отдельные вертикальные несущие конструкции поставлены не параллельно друг другу, а последовательно и соединены между собой нерастяжимыми шарнирными связями. Эти связи имитируют работу дисков перекрытий, жестких в своей плоскости, но не сопротивляющихся кручению и сдвигам из плоскости. В противоположность им связи сдвига в каждой конструкции жестко связаны с вертикальными элементами и сопротивляются изгибу и сдвигу.

Система уравнений (3.23) для симметричных в плане плоскопараллельных несущих систем приобретает вид

Рис. 3.41. Пример несимметричного плана, допускающего деление несущей системы на независимые плоскопараллельные

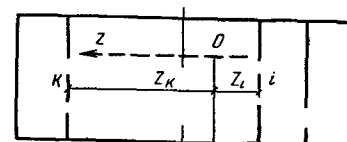
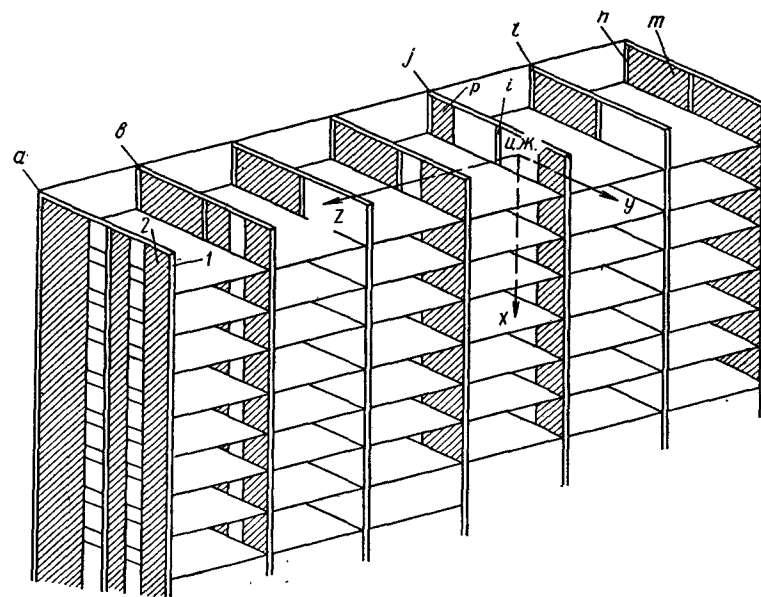


Рис. 3.42. Плоскопараллельная несущая система

a, b, j, l, m — вертикальные несущие конструкции; $1, 2, i, p, n$ — вертикальные элементы (конструкции продольного направления условно не показаны)



$$N_i'' = \sum_{j=1}^m N_j \delta_{ij} + \delta_{iq}, \quad (i=1, 2, \dots, m); \quad (3.57)$$

где в соответствии с рис. 3.43, б

$$\begin{aligned} \delta_{ij} &= r_i y_j, \quad (j \neq i-1, i, i+1); \\ \delta_{i,i-1} &= r_i y_{i-1} - k_{i-1,i} / s_{i-1,i}; \\ \delta_{i,i} &= r_i y_i + k_{i,i-1} / s_{i-1,i} + k_{i,i+1} / s_{i,i+1}; \\ \delta_{i,i+1} &= r_i y_{i+1} - k_{i+1,i} / s_{i,i+1}; \\ r_i &= (1/s_{i,i+1} - 1/s_{i-1,i}) / \Sigma B_z; \end{aligned}$$

(3.58)

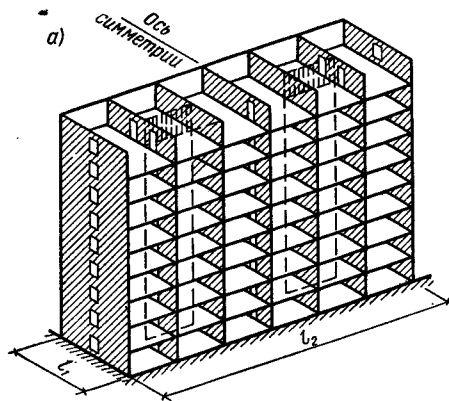
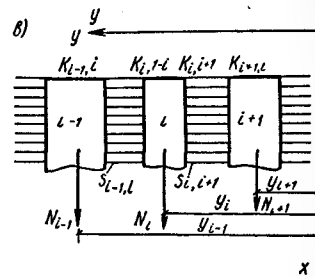
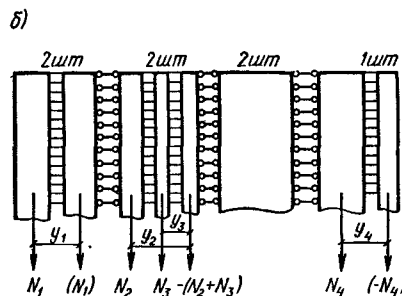


Рис. 3.43. Симметричная в плане плоскопараллельная несущая система
а—аксонометрия (пунктиром показана возможная плоская система продольного направления); б—плоская расчетная схема поперечной несущей системы; в—индексация вертикальных элементов и расчетных величин в формулам (3.57) — (3.58)



$$\delta_{iq} = -r_i M_{yu} - \frac{1}{s_{i-1,i}} \left(\frac{\Delta P_{i-1}}{EA_{i-1} y_{i-1}} - \frac{\Delta P_i}{EA_i y_{i-1}} \right) + \frac{1}{s_{i,i+1}} \left(\frac{\Delta P_i}{EA_i y_{i+1}} - \frac{\Delta P_{i+1}}{EA_{i+1} y_{i+1}} \right),$$

$$k_{i,i+1} = (EA_i y_{i+1})^{-1}; \quad k_{i+1,i} = (EA_{i+1} y_{i+1})^{-1}. \quad (3.59)$$

Здесь $y_{i,i+1} = -y_{i+1,i}$, а расстояние y_i принимается для каждой вертикальной несущей конструкции, от оси элемента i до оси ее крайнего вертикального элемента (рис. 3.43, в).

При этом неизвестные N_k , для которых $y_k = 0$, определяют из условия равенства нулю суммы всех N_i в пределах каждой вертикальной конструкции. В соответствии с этим записаны значения усилий N_i на рис. 3.43, б.

Система уравнений (3.57) с коэффициентами (3.58) —

(3.59) решается при граничных условиях (3.42). Решая ее, находим функциональные неизвестные N_i и из (3.44) при $T=0$ определяем моменты M_i во всех столбах.

Продольные силы в вертикальных элементах

$$R_i = N_i + p_i x.$$

Перерезывающая сила в дискретной сдвиговой связи на любом уровне x , согласно (3.21),

$$\bar{Q}_{i,i+1} = h \sum_{l=1}^i N'_l. \quad (3.60)$$

Поперечная сила в столбах

$$Q_i = M'_i + \frac{\bar{Q}_{i-1,i}}{h_{i-1,i}} u_{i-1,i} + \frac{\bar{Q}_{i,i+1}}{h_{i,i+1}} (b_{i,i+1} - u_{i,i+1}) - p_i e_i, \quad (3.61)$$

где h — расстояние между связями по высоте здания; $u_{i-1,i}$ — расстояние от точки перегиба связи $(i-1, i)$ до центра тяжести i -го столба; p_i — вертикальная, распределенная по высоте здания, нагрузка i -го столба; e_i — эксцентриситет этой нагрузки относительно центра тяжести i -го столба; $b_{i,i+1}$ — расстояние между центрами столбов i и $i+1$.

Угол наклона и прогиб вертикальных элементов несущей системы (одинаковые для всех ее элементов) определяются численным интегрированием любой из эпюр M_i/B_i . Плоская схема (см. рис. 3.43, б) позволяет трактовать плоскопараллельную систему как отдельную многосвязную конструкцию, в которой некоторые ряды связей не сопротивляются сдвигу (шарниры), поэтому многосвязные конструкции и плоскопараллельные несущие системы решаются с помощью уравнений (3.57). Действительное направление сил N_i обычно заранее неизвестно, поэтому принимается положительное направление, соответствующее растяжению столбов (см. рис. 3.43, б). Решение уравнений определит знак, а значит, и действительное направление сил N_i .

Во многих случаях, когда порядок системы уравнений (3.57) невысок (2—3 неизвестных), задача может быть решена непосредственным сведением дифференциальных уравнений к алгебраическим путем замены вторых производных вторыми разностями во всех точках m (рис. 3.44) по выражению

$$u''_m = (u_{m+1} - 2u_m + u_{m-1}) / h^2. \quad (3.62)$$

$$+ w_1 \left(\frac{a-1}{\mu_2 H} + sh \mu_2 H \right) \left] \frac{sh \mu_2 x}{ch \mu_2 H} ;$$

$$\mu_1 = \sqrt{\mu^2 - \sqrt{\mu^4 - \rho^4}} ; \quad \mu_2 = \sqrt{\mu^2 + \sqrt{\mu^4 - \rho^4}} ;$$

$$w_i = \frac{2\mu^2}{\rho^4} - \frac{s_2}{k_2} - \frac{1}{\mu_i^2} ;$$

$$\mu^2 = 0,5(\lambda_1^2 + \lambda_2^2) ; \quad \rho^4 = \lambda_1^2 \lambda_2^2 - b_1 b_2 / [s_1 s_2 (\Sigma B)^2] ;$$

$$\lambda_i^2 = s_i^{-1} (k_i + b_i / \Sigma B), \quad (3.65)$$

$$B_u = \Sigma B + b_1 / k_1 + b_2 / k_2, \quad (3.66)$$

где ΣB — суммарная жесткость всех столбов;

$$k_i = \frac{1 + \beta_1}{EA_2 b} ; \quad (3.67)$$

$$\beta_1 = (EA_2 / EA_1)_{red}. \quad (3.68)$$

Для двухсвязевых симметричных конструкций b принимается равным расстоянию между осями крайних вертикальных элементов, т. е. $b = b_1$ (см. рис. 3.45), тогда с учетом равенства сечений крайних элементов $k_1 = 2(EA_1 b_1)$, (EA_1 — жесткость крайнего вертикального элемента). Параметр s_i определяется в зависимости от типа конструкций, причем для двухсвязевых конструкций b принимается равным расстоянию между осями смежных элементов, т. е. $b = 0,5b_1$ (см. рис. 3.45).

Решение (3.63) получено исходя из того, что для рассматриваемых схем (см. рис. 3.45) система уравнений (3.57) содержит в соответствии с числом неизвестных сил N две строки:

$$\begin{aligned} N_1'' &= N_1 \delta_{11} + N_2 \delta_{12} + \delta_{1q}; \\ N_2'' &= N_1 \delta_{21} + N_2 \delta_{22} + \delta_{2q}. \end{aligned} \quad (3.69)$$

Нормальную силу N_2 найдем из первого уравнения этой системы, зная N_1 и N_1'' ,

$$N_2 = [s_1 \Sigma B (N_1'' - \lambda_1^2 N_1) + M_h] / b_2, \quad (3.70)$$

или после определения M_i исходя из условия равновесия

$$N_2 = (M_h - \Sigma M_i - N_1 b_1) / b_2. \quad (3.71)$$

По формулам для N_i (3.63), (3.70) и (3.71) усилие определяется суммарно для всех конструкций одного типа в несущей системе, поэтому параметры s и k , ха-

рактеристики λ и жесткости элементов надо вычислять с учетом фактического числа однотипных конструкций в несущей системе, так, например, для системы по рис. 3.46 в приведенных выше формулах

$$\Sigma B = 4B_1 + 2B_3.$$

Соответственно параметры s и k для n однотипных вертикальных несущих конструкций, согласно (3.52) и (3.67), будут равны:

$$s = hl^3(12nB_0b); \quad k = (1 + \beta_1) / (nEA_2b).$$

Характеристика λ при этом сохраняет, очевидно, значение (3.65). Найденные усилия делятся поровну между всеми однотипными конструкциями заданной несущей системы. Перерезывающая сила в дискретной сдвиговой связи определяется по формуле

$$\bar{Q}_{i,i+1} = hn^{-1} \sum_{f=1}^i N_f.$$

Решения, полученные для несущих систем по рис. 3.45 и 3.46, справедливы для плоскопараллельных систем,

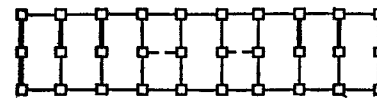


Рис. 3.46. Схема плана симметричной плоскопараллельной несущей системы каркасного здания и условно плоская поперечная расчетная схема

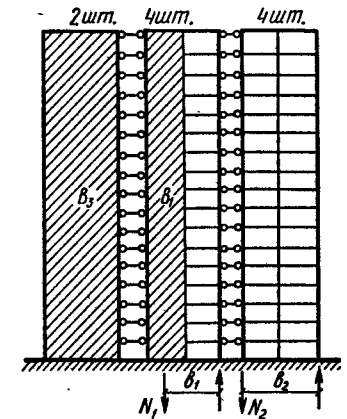
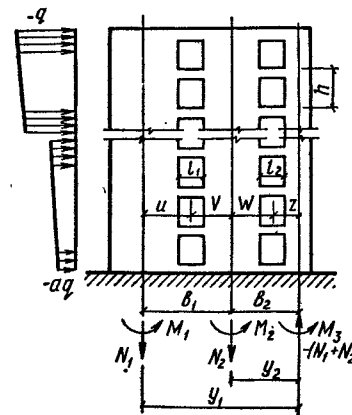


Рис. 3.47. Схема двухсвязной вертикальной несущей конструкции

скомпонованных из двух типов вертикальных несущих конструкций, содержащих по одной неизвестной силе N . Эти решения получены подстановкой в систему уравнения (3.69) коэффициентов δ_{ik} :

$$\delta_{11} = b_1 / (s_1 \Sigma B) + k_{12} / s_1; \quad \delta_{12} = b_2 / (s_1 \Sigma B);$$

$$\delta_{21} = b_1 / (s_2 \Sigma B); \quad \delta_{22} = b_2 / (s_2 \Sigma B) + k_{22} / s_2;$$

$$\delta_{1q} = -M_h / (s_1 \Sigma B); \quad \delta_{2q} = -M_h / (s_2 \Sigma B).$$

Для расчета двухсвязной вертикальной несущей конструкции (рис. 3.47) решением уравнений (3.63) и (3.70) нельзя воспользоваться, хотя работа такой конструкции тоже описывается системой уравнений (3.69), но коэффициенты этой системы, согласно (3.58) — (3.59), имеют несколько другой вид:

$$\delta_{11} = y_1 / (s_{12} \Sigma B) + k_{12} / s_{12}; \quad \delta_{12} = y_2 / (s_{12} \Sigma B) - k_{21} / s_{12};$$

$$\delta_{21} = (s_{23}^{-1} - s_{12}^{-1}) y_1 / \Sigma B - k_{12} / s_{12} + k_{32} / s_{23};$$

$$\delta_{22} = (s_{23}^{-1} - s_{12}^{-1}) y_2 / \Sigma B + k_{21} / s_{12} + k_{23} / s_{23} + k_{32} / s_{23}$$

$$\delta_{1q} = -M_h / (s_{12} \Sigma B); \quad \delta_{2q} = -(s_{23}^{-1} - s_{12}^{-1}) M_h / \Sigma B;$$

где k_{ij} — определяется по формуле (3.59), а s_{ij} — по указаниям параграфа 3.6 в зависимости от вида конструкции [для схемы, показанной на рис. 3.47 по формуле (3.52)]. Упрощенная форма записи для k , принятая в (3.67), здесь уже невозможна. В этом случае также может быть получено решение в замкнутой форме.

3.10. Простейшие несущие системы и отдельные односвязные конструкции

Отдельные односвязные несущие конструкции были показаны на рис. 3.2, а—г. Схемы д, ж на этом рисунке в случае симметрии относительно центральной вертикальной оси рассчитываются как односвязные конструкции, так как в центральном вертикальном элементе, ось которого совпадает с осью симметрии $N=0$. Схемы рис. 3.2, з, и могут приближенно рассчитываться как односвязные, если все вертикальные элементы и все связи в них одинаковы по длине и жесткости. В этом случае в приближенных расчетах принимается во всех промежуточных вертикальных элементах $N \approx 0$. Плоскопараллельные симметричные несущие системы, содержащие только по одной неизвестной функции $N(x)$, показаны для при-

мера на рис. 3.48. Они рассчитываются так же, как и односвязные отдельные несущие конструкции.

Для всех этих и им подобных конструкций и несущих систем из выражения (3.57) при коэффициентах уравнений (3.58) — (3.59) имеем одно дифференциальное уравнение относительно единственной неизвестной нормальной силы $N(x)$:

$$N'' = N \left(nrb + \frac{k_{12}}{s} \right) - N \left(-\frac{k_{21}}{s} \right) - 2 M_{yu} + \\ + \frac{1}{sb} \left(\frac{\Delta P_2}{EA_2} - \frac{\Delta P_1}{EA_1} \right).$$

Подставляя в него r из (3.58) и, обозначая, согласно (3.65)

$$\lambda^2 = \frac{1}{s} \left(k + \frac{nb}{\Sigma B} \right) = \frac{k B_u}{s \Sigma B}, \quad (3.72)$$

получим основное дифференциальное уравнение односвязной конструкции:

$$N'' - \lambda^2 N = \frac{1}{s} \left(\frac{M_v}{B_a} - \frac{M_u}{\Sigma B} \right), \quad (3.73)$$

где N — нормальная сила в одном вертикальном элементе, создающаяся сопротивлением связей изгибу и сдвигу; b — расстояние между осями вертикальных элементов, рассматриваемых в расчете; k — по (3.67); n — число однотипных вертикальных несущих конструкций, в которых действуют силы N ; s — характеристика податливости связей,

определяемая по п. 3.6; $\Sigma B = \sum_{i=1}^m \kappa E I_i$ — суммарная изгибная жесткость

столбов вертикальных диафрагм (проemnых и сплошных); m — число столбов в несущей системе (или в отдельной диафрагме);

$$\kappa = 1 / \left(1 + \frac{h_2 E_1 A_1}{h E_2 A_2} \right), \quad (3.74)$$

где E_1, E_2, A_1, A_2 — модуль упругости и площади горизонтальных сечений элемента и шва; h_2 — суммарная толщина всех швов в пределах высоты этажа h ; M_u — изгибающий момент от горизонтальных и вертикальных нагрузок, действующих на все здание, определяется по (3.20);

$$M_v = (p_2 - \beta p_1) b x / (1 + \beta_1);$$

$$\beta_1 = EA_2 / EA_1;$$

для одной вертикальной несущей конструкции;

$$B_a = b / k; \quad B_u = \Sigma B + n B_a. \quad (3.75)$$

Индекс z при B и B_a опущен, так как уравнение (3.73) справедливо для плоскопараллельных симметричных несущих систем или отдельных вертикальных несущих конструкций, как параллельных оси Y (рис. 3.48), так и параллельных оси Z .

Решение уравнения (3.73) с граничными условиями (3.42) дает значение нормальной силы N в любом сечении x по высоте рассматриваемой вертикальной несущей конструкции (для одного столба или колонны).

Зная N , определяем изгибающий момент в любом сечении каждого столба M_i из выражения (3.44) при $T=0$, например, для направления Y :

$$M_{iy} = (M_{yu} - nNb)B_{iz}/\Sigma B_z. \quad (3.76)$$

Перерезывающие силы в дискретных связях на уровне x находим по зависимости (3.60)

$$\bar{Q}_b = hN'.$$

Поперечная сила в столбах не равна производной от момента, так как момент складывается из некоторой доли момента от внешней горизонтальной нагрузки и распределенного момента, создаваемого внецентренной вертикальной нагрузкой и сопротивлением связей. Поэтому, согласно зависимости (3.61),

$$Q_i = M'_i + N' u_i - p_i e_i, \quad (3.77)$$

где u_i — расстояние от точки перегиба (нулевой точки) связи до центра тяжести сечения соответствующего столба.

Угол наклона и прогиб, одинаковые для всех столбов несущей системы, определяются, как указано в конце п. 3.4. Полученные таким путем решения для разных нагрузок приведены ниже.

Горизонтальная нагрузка, распределенная по трапеции (см. рис. 3.7) соответствует действию изгибающего момента $M_h(x)$ (3.5). Нормальная сила в i -м столбе равна

$$N_i(x) = \{M_h(x) + [q(\beta \operatorname{sh} \lambda x + ch \lambda x) - q(x)] \lambda^{-2}\} / kB_a, \quad (3.78)$$

$$\text{где } \beta = [(a-1)/(\lambda H) + (a+1)0,5\lambda H - \operatorname{sh} \lambda H] / ch \lambda H, \quad (3.79)$$

* Согласно принятой системе координат, численное значение нагрузки q и $q(x)$ подставляется во все формулы со знаком минус. Поэтому M_h (3.5) получится со знаком плюс.

** Гиперболические функции вычисляются с точностью не менее чем до пяти знаков после запятой (во всех формулах).

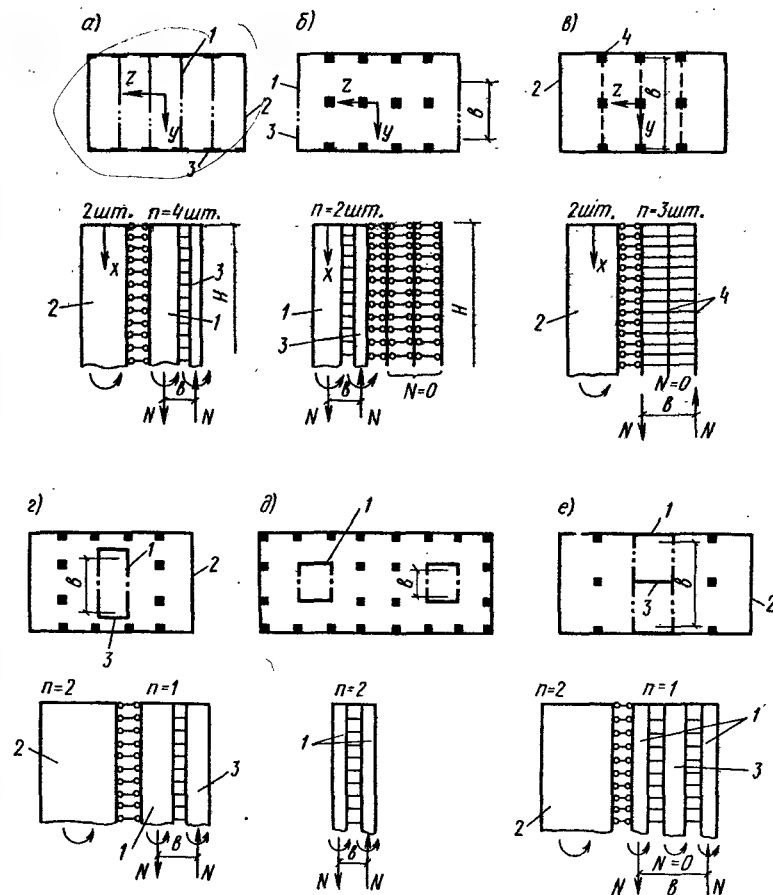


Рис. 3.48. Примеры плоскопараллельных симметричных несущих систем, приводящихся к односвязным, и их плоские схемы при поперечном ветре

а — с глухими и проемными одинаковыми диафрагмами; б — со связевым каркасом и проемными диафрагмами; в — с жесткими рамами и глухими диафрагмами; г, д, е — со связевыми каркасами, проемными ядрами и глухими диафрагмами; 1, 3 — столбы; 2 — беспроемные диафрагмы (глухие); 4 — колонны

q , $q(x)$ и a см. (3.2), (3.4).

Изгибающий момент в i -м столбе

$$M_i(x) = \{M_h(x) - [q(\beta \operatorname{sh} \lambda x + ch \lambda x) - q(x)] n B_a / \lambda^2 \Sigma B\} B_i / B_a$$

или по (3.76), исходя из найденного значения $N(x)$.

Перерезывающая сила в дискретной связи на уровне x

$$\bar{Q}_b(x) = h \{ [Q_h(x) + q\lambda^{-1} [\beta ch \lambda x + sh \lambda x - (a-1)(\lambda H)^{-1}]] \} / k B_u$$

Поперечная сила в i -м столбе диафрагмы, согласно (3.77),

$$Q_i(x) = B_i Q_h(x) / \sum B + \bar{Q}_b(x) h^{-1} (u_i - b B_i / \sum B). \quad (3.80)$$

Горизонтальное перемещение (прогиб) в любом сечении несущей системы или конструкции в принятой системе координат

$$v(x) = \int_0^x \alpha dx = v_s(x) + n B_a [q [ch \lambda H - ch \lambda x + \beta (sh \lambda H - sh \lambda x) + (1-a)(1-x/H)] \lambda^{-2} + M_h(H) - M_h(x)] / (\lambda^2 B_a \sum B), \quad (3.81)$$

где $v_s(x)$ — прогиб в сечении x несущей системы или конструкции с абсолютно жесткими перемычками или ригелями, равный для нагрузки, распределенной по закону трапеции:

$$v_s(x) = -qH^4 [4a + 11 + (a-1)(x/H)^5 + 5(x/H)^4 - 5(3+a)x/H] / 120 B_a$$

Прогиб верха найдем, полагая, что в (3.81) $x=0$:

$$f = f_s + n B_a [q(ch \lambda H + \beta sh \lambda H - a) \lambda^{-2} + M_h(H)] / (\lambda^2 B_a \sum B), \quad (3.82)$$

где $f_s = -(4a+11)qH^4 / 120 B_a$.

После определения N перемещение можно вычислить проще

$$v(x) = v_s(x) + nb [N(H) - N(x)] / (\lambda^2 \sum B).$$

Характерные эпюры N и M_i в столбах, Q_b в связях (перемычках) и график прогибов, приведены на рисунках 3.39 и 3.40.

Значение наибольшего момента в опорном сечении столба отдельной диафрагмы может изменяться в пределах от $M_i = M_h B_i / B_a$ при абсолютно жестких перемычках, или для сплошной диафрагмы, до $M_i = M_h B_i / \sum B$ при абсолютно гибких перемычках, или для диафрагмы, столбы которой соединены шарнирными связями. Разница между этими крайними значениями характеризуется отношением $\xi = \sum B / B_a$. Для того чтобы количественно оценить, как влияет сопротивление перемычек на работу отдельной

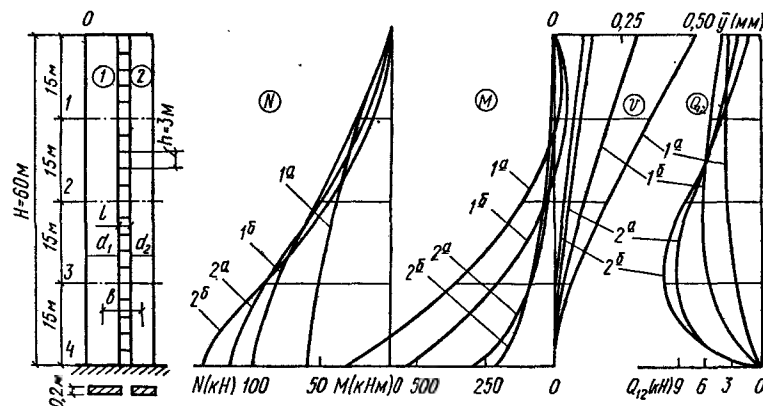


Рис. 3.49. Эпюры N , M , Q_i и прогиб односвязной диафрагмы при значениях

β : 1 — 0,166; 2 — 0,188; λH : 1* — 1,656; 1* — 3,402; 2* — 7,2; 2* — 16,29

диафрагмы с проемами, на рис. 3.49 построены эпюры нормальных сил и моментов в столбах, перерезывающих сил в перемычках и прогибов такой диафрагмы для разных ξ и λH и при $q = -1$ кН/м, $a=0,3$. Как видно из этих рисунков, в верхней части столбов диафрагмы возникает небольшой отрицательный момент, появление которого объясняется влиянием связей, сопротивляющихся изгибу и сдвигу, и создающих распределенный момент, обратный по знаку моменту от внешней нагрузки (см. рис. 3.3, б).

При всех значениях ξ усилия N в заделке односвязной диафрагмы стремятся с ростом λH к некоторым постоянным значениям, соответствующим усилиям в диафрагме с жесткими связями. При равномерной нагрузке стабилизация усилий $N(H)$ наступает при $\lambda H = 10...15$, при треугольной нагрузке при $\lambda H = 30...35$.

Вертикальная нагрузка, распределенная по высоте здания, приводится (см. п. 3.2 и рис. 3.5; 3.6) к действию распределенных моментов m_{ie} и $m_{i,i+1}$, которые назовем теперь m_1 и m_2 , суммарных по всем вертикальным элементам рассматриваемой несущей системы или односвязной конструкции. При этом

$$N = [m_1 / \sum B - m_2 / (n B_a)] [x - sh \lambda x / (\lambda ch \lambda H)] / (\lambda^2 s); \quad (3.83)$$

$$M_i = B_i(m_i x - nNb) / \sum B,$$

$$\bar{Q}_b = h [m_1 / \sum B - m_2 / (nB_a)] [1 - ch \lambda x / ch \lambda H] / \lambda^2 s$$

Горизонтальное перемещение в уровне x и прогиб верха здания

$$\begin{aligned} v(x) = & \{nB_a \lambda^{-3} [m_1 / \sum B - m_2 / (nB_a)] \times \\ & \times [\lambda(H-x) - (sh \lambda H - sh \lambda x) / ch \lambda H] + \\ & + (m_1 + m_2)(H^3/3 - H^2x/2 + x^3/6)\} / B_u \\ f = & \{nB_a \lambda^{-3} [m_1 / \sum B - m_2 / (nB_a)] (\lambda H - th \lambda H) + \\ & + (m_1 + m_2)H^3/3\} / B_u \end{aligned}$$

Под влиянием m_2 сила N получает знак, обратный тому, который создается влиянием m_1 , поэтому при $m_1/\sum B = m_2/(nB_a)$, согласно (3.83), $N=0$ и в вертикальных элементах действует усилие только от центрально-сжимающих внешних сил. В этом случае изгиб несущей конструкции или системы происходит по схеме чистого изгиба, а связи не деформируются.

Поперечные силы при действии вертикальных внецентренных нагрузок определяются по формуле (3.80) с заменой Q_h на m_1 и добавлением $(-p_i e_i)$, причем все распределенные моменты считаются положительными, если они создают перемещения, совпадающие с положительными перемещениями от горизонтальной нагрузки.

Горизонтальная сосредоточенная единичная сила в любом уровне $x=u$ (рис. 3.50) отдельной диафрагмы или рамы-диафрагмы. Для сечений, расположенных выше действия силы, т. е. при $x \leq u$

$$\begin{aligned} N = & [(ch \lambda H - \lambda u) - 1] sh \lambda x / (\lambda k B_a ch \lambda H); \\ v = & B_a \frac{sh \lambda u - [ch(\lambda H - \lambda u) - 1] sh \lambda x}{ch \lambda H} - th \lambda H + \\ & + \lambda(H-u) / (\lambda^3 \sum B) + (u-x) \times \\ & \times (H-u)^2/2 + (H-u)^3/3 / B_u \end{aligned} \quad (3.84)$$

Для сечений ниже силы, т. е. при $x \geq u$

Рис. 3.50. Схема действия сосредоточенной горизонтальной силы на несущую конструкцию →

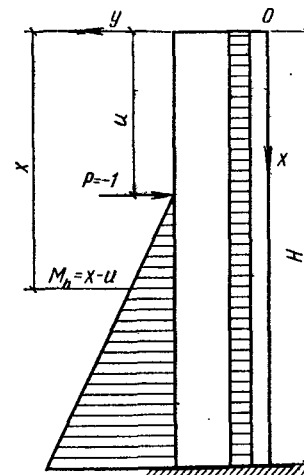
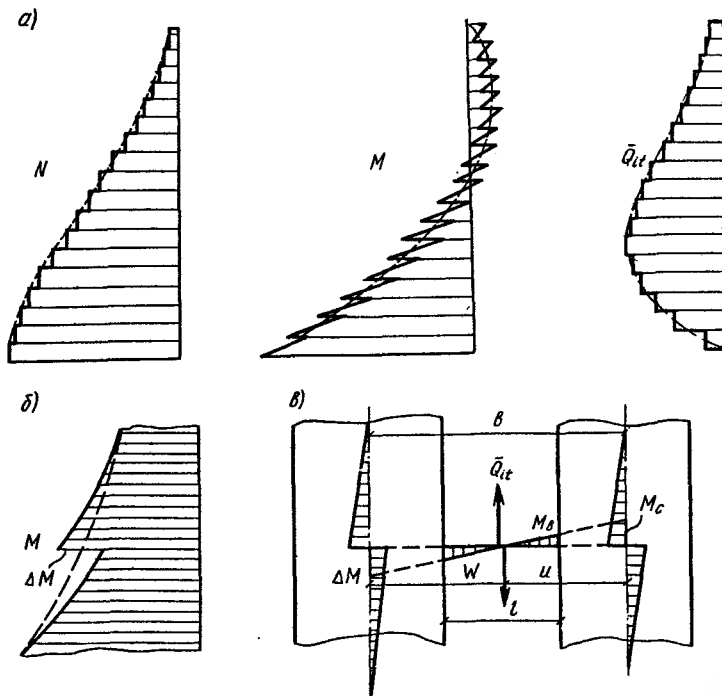


Рис. 3.51. Эпюры N , M и $\bar{Q}_u$ в односвязной диафрагме с учетом дискретного расположения связей

а — эпюры; б — деталь скачка в эпюре M ; в — расчетная схема для определения ΔM



$$N = \frac{1}{\lambda k B_u} \left[sh \lambda u ch \lambda x - \frac{sh \lambda u sh \lambda H + 1}{ch \lambda H} sh \lambda x + \lambda (x - u) \right]$$

Прогиб в этом случае определяется по формуле (3.84) с заменой x на u и наоборот.

При $u=0$, т. е. когда сила приложена в вершине:

$$N = (\lambda x - sh \lambda x / ch \lambda H) / (\lambda k B_u).$$

$$f = [B_u (\lambda H - th \lambda H) / (\lambda \sum B) + H^3 / 3] / B_u.$$

В этих формулах уже учтено, что сосредоточенная сила в принятых координатах равна —1. Эпюры на рис. 3.49 построены исходя из допущения о равномерном и непрерывном распределении связей по высоте диафрагмы. Вследствие этого эпюры имеют вид гладких кривых. В действительности связи расположены сосредоточено, поэтому эпюры моментов будут пилообразными, а эпюры N и Q_b — ступенчатыми (рис. 3.51). Для сплошных диафрагм, работающих совместно с конструкциями, имеющими проемы (см. рис. 3.48, а, в), действительные эпюры моментов будут изображаться ломаными линиями. Совпадение расчетной гладкой и действительной эпюры будет тем большим, чем больше число этажей и чем меньше расстояние между связями.

На рис. 3.51 приведены действительные эпюры N , M , Q_b и показано, как возникает уступ в эпюре M в односвязной диафрагме. В раме (см. рис. 3.48, в) ввиду малой жесткости колонн, защемленных в основании, как консоли, по сравнению с их жесткостью в пределах этажа можно пренебречь «консольным» моментом, поэтому если данный пролет не загружен вертикальной нагрузкой, полный момент в колоннах и ригелях определяется из выражения

$$M_b = \bar{Q}_b 0,5l; \Delta M = 0,5M_b.$$

Наибольшие значения усилий в заделке определяют точно на гладких эпюрах, так как при $x=H$, $Q_b=0$, поэтому $\Delta M=0$.

ГЛАВА 4. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА НЕКОТОРЫХ СПЕЦИАЛЬНЫХ ТИПОВ НЕСУЩИХ СИСТЕМ

4.1. Ядродиафрагмовые несущие системы

Ядродиафрагмовыми (рис. 4.1) называются пространственные несущие системы, в которых горизонтальные нагрузки воспринимаются совместно ядрами и вертикальными диафрагмами. Совместность работы ядер и диафрагм обеспечивается перекрытиями, сопротивляющимися деформированию в своей плоскости.

При действии горизонтальной нагрузки такие несущие системы не только изгибаются в направлении главных осей, но и поворачиваются вокруг вертикальной оси центров жесткостей на угол $\theta(x)$, изменяющийся по высоте здания. При этом ядра и диафрагмы изгибаются и скручиваются. Общий внешний крутящий момент воспринимается их сопротивлением чистому и изгибному кручению, а внешний изгибающий момент — сопротивлением изгибу.

Для расчета таких несущих систем примем следующие предпосылки:

ядра оказывают сопротивление изгибу и чистому кручению, их собственная секториальная жесткость весьма мала в сравнении с секториальной жесткостью всей системы относительно общего центра изгиба;

колонны и ригели не воспринимают горизонтальную нагрузку («связевый» каркас);

диафрагмы не сопротивляются чистому кручению; на вертикальные несущие конструкции (ядра и диафрагмы) действуют не рассматриваемые в данном расчете вертикальные нагрузки, поэтому растяжение от ветра в конструкциях не возникает, и модуль деформации как в условно растянутых (только от ветра), так и в сжатых

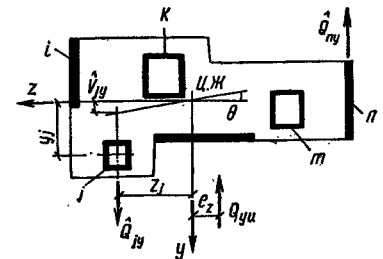


Рис. 4.1. План ядродиафрагмовой несущей системы здания с несколькими ядрами и диафрагмами

Ц.Ж. — центр жесткостей (изгиба) системы

зонах сечений принимается одинаковым и равным κE_b , где κ рассчитывается по формуле (3.74).

Полное перемещение любого междуэтажного перекрытия под действием внешней поперечной силы $Q_{h,y}$ складывается в данном случае из поступательного смещения в направлении Y и поворота против часовой стрелки вокруг оси X на угол $\theta(x)$. Поступательное смещение произойдет, если перенесем $Q_{h,y}$ в центр жесткостей, а поворот будет создан возникающим при переносе $Q_{h,y}$ крутящим моментом

$$M_l(x) = Q_{h,y}(x)e_z.$$

В результате действия $Q_{h,y}$ при поступательном смещении возникает только изгиб ядер и диафрагм в плоскостях, параллельных плоскости YX . При этом полный момент от внешней горизонтальной нагрузки $M_h(x)$ распределится между ядрами и диафрагмами пропорционально их изгибным жесткостям $B_{kz} = \kappa E_b I_{kz}$, согласно (3.7).

В результате действия внешнего крутящего момента $M_l(x)$ возникнет дополнительный изгиб ядер и диафрагм, и все ядра повернутся на одинаковый угол $\theta(x)$ (см. рис. 4.1), на такой же угол повернутся перекрытия. Суммарный момент, воспринимаемый ядрами за счет жесткости чистого кручения GI_l , определяется по формуле

$$M_{lor}(x) = \theta'(x) \sum_m GI_{li} \quad (4.1)$$

Момент, воспринимаемый ядрами и диафрагмами за счет их изгиба при повороте этажей, равен:

$$M_w(x) = \sum_n (\hat{Q}_{iy} z_i + \hat{Q}_{jz} y_j), \quad (4.2)$$

где

$$\hat{Q}_{iy} = -B_{jz} \hat{v}_{iy}'''(x). \quad (4.3)$$

Значком $\wedge$ обозначены усилия и перемещения, вызванные поворотом. Вместе с тем, согласно рис. 4.1, $\hat{v}_{iy}(x) = \theta(x)z_i$, и, следовательно

$$\hat{Q}_{iy}(x) = -B_{jz} z_i \theta'''(x). \quad (4.4)$$

В многоэтажном здании ядра и диафрагмы связаны перекрытиями по всей высоте здания, поэтому в любом уровне x от верха здания выполняется условие равновесия

$$M_l(x) = M_{lor}(x) + M_w(x). \quad (4.5)$$

Подставляя в эту формулу (4.1) и (4.2) с учетом (4.4), найдем

$$M_l(x) = \theta \sum_m GI_l - \theta''' \sum_n (B_{jz} z_i^2 + B_{iy} y_j^2)$$

Дифференцируя уравнение по x с учетом $M'_l = -m_l$ и обозначая B_w по (3.12), получим дифференциальное уравнение угла закручивания ядродиафрагмовой системы

$$\theta^{IV} - k^2 \theta'' = m_l(x) / B_w. \quad (4.6)$$

где

$$k^2 = \Sigma GI_l / B_w. \quad (4.7)$$

Уравнение (4.6) отличается от известного уравнения В. З. Власова для тонкостенного стержня открытого профиля тем, что изгибно-крутильная характеристика k (4.7) содержит суммарные жесткости всех ядер и диафрагм, образующих несущую систему здания. Граничными условиями для уравнения (4.6) будут

$$\theta(0) [= \bar{\theta}(H)] = \theta'(H) = \theta''(0) = 0; \quad \theta'''(0) - k^2 \theta'(0) = 0. \quad (4.8)$$

Решение уравнения (4.6) может быть получено его интегрированием или записано сразу по аналогии с (3.78)

$$\theta(x) = e_z \left(\sum GI_l \right)^{-1} \{ M_h(x) + [q(\beta_2 sh kx + ch kx) - q(x)] k^{-2} \}, \quad (4.9)$$

где β_2 совпадает с β (3.79) с заменой λ на k ; $q_1 q(x)$ и a имеют те же значения, что и в формуле (3.78).

Так как все ядра поворачиваются на угол $\theta(x)$, то крутящий момент в любом j -м ядре будет равен

$$M_{lor,j}(x) = e_z GI_{lj} \left(\sum GI_l \right)^{-1} \{ Q_h(x) + [qk^{-1} [\beta_2 ch kx + sh kx - (a-1)(kH)^{-1}] \} \}. \quad (4.10)$$

Для любого ядра или диафрагмы с учетом (4.4) изгибающий момент от поворота

$$\bar{M}_j(x) = \int_0^x \hat{Q}_j dx = -\theta''(x) z_j B_{jz}$$

или

$$\bar{M}_j(x) = e_z z_j B_{jz} \left(\sum GI_l \right)^{-1} [q(x) - q(\beta_2 sh kx + ch kx)]. \quad (4.11)$$

Полный изгибающий момент в ядре или диафрагме от поворота и плоского изгиба определится суммированием выражений (4.11) и (3.7).

В формулах (4.1) — (4.11) жесткость чистого кручения замкнутого прямоугольного контура со сторонами a и b и толщиной стенки δ равна (см. рис. 3.28):

$$GI_t = 2Ga^2b^2\delta / (a+b). \quad (4.12)$$

Для ядра с проемами приближенное значение приведенной жесткости можно определить по формуле

$$\bar{GI}_t = \rho^2 / \left\{ \left(GA_w^{-1} + \left[\sum_{i=1}^m (b_s / s_i) \right]^{-1} \right) \right\}, \quad (4.13)$$

где A_w — площадь ослабленного проемами горизонтального сечения стен ядра; G — модуль сдвига бетона ядра; $\rho = ab/(a+b)$; m — число проемов в горизонтальном сечении ядра; s_i — параметр, характеризующий податливость перемычки с учетом сдвига и изгиба — вычисляется по указаниям п. 3.6 с заменой b на b_s ; b_s — расстояние вдоль контура ядра между центрами длины горизонтальных сечений столбов, примыкающих к i -ому проему (см. рис. 4.2, в), так что $\sum_{i=1}^m b_s = 2(a+b)$.

Прогиб любой вертикальной несущей конструкции в ядродиафрагмовой системе, вызванный закручиванием (поворотом) от горизонтальной нагрузки, равен:

$$\hat{v}_{ky}(x) = [\theta(x) - \theta(H)] z_k. \quad (4.14)$$

Для определения полного прогиба от горизонтальной нагрузки надо к прогибу (4.14) добавить прогиб от плоского изгиба.

Эпюры $\theta(x)$ и $M_{tor}(x)$ идентичны эпюрам $N(x)$ и $Q_b(x)$ (см. рис. 3.49) и отличаются от них только масштабом. Из (4.10) следует, что в заделке любого ядра $M_{tor}(H) = 0$, что соответствует эпюре $M_{tor}(Q_b)$, но противоречит физической сущности работы ядра. Это противоречие вызвано тем, что в диафрагме не учтен сдвиг, сопровождающий изгиб. Диафрагмы, деформируясь только от изгиба, имеют в заделке $\alpha(H) = 0$, значит и угол поворота всей системы при $x = H$ должен быть равен нулю. В то же время отдельное ядро, не связанное перекрытиями с диафрагмами, деформируясь при чистом кручении, имело бы некоторый угол поворота в заделке, где внешний крутящий момент M_t максимален.

Чтобы оценить эту неточность количественно, надо в полученном решении учесть деформации сдвига, сопро-

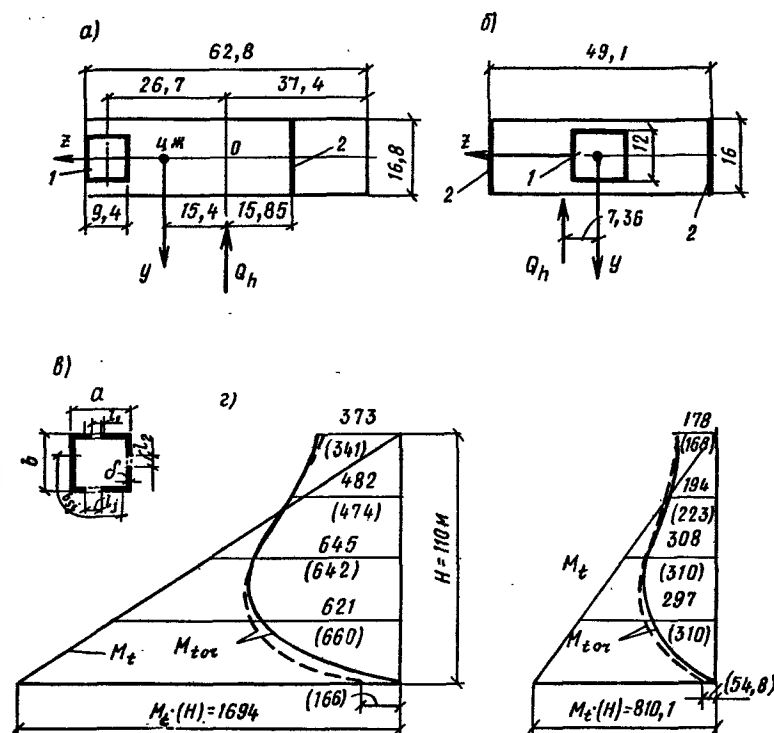


Рис. 4.2. Схематические планы ядродиафрагмовых несущих систем
 а — несимметричных; б — симметричных; в — план ядра с проемами [к формуле (4.13)]
 з — эпюры M_t и M_{tor} (штриховой линией и в скобках — с учетом сдвига при изгибе); 1 — ядро; 2 — диафрагмы

вождающие изгиб как в ядре, так и диафрагмах. Для несимметричных в плане несущих систем это приводит к усложнению расчета, так как поворот за счет изгиба и за счет сдвига происходит вокруг разных центров. Исследования показали, что для высоких зданий эта погрешность очень мала, потому что максимальные значения M_{tor} (в средней зоне по высоте здания) почти не изменяются. Однако в заделке ядер $M_{tor} \neq 0$, хотя его величина относительно невелика.

На рис. 4.2 приведены эпюры M_t и M_{tor} в ядрах двух зданий высотой 110 м с учетом и без учета сдвига, сопровождающего изгиб. Эпюры построены от равномерно распределенного по высоте здания внешнего крутящего момента. Для расчета приняты условно $E = 1 \text{ кН/м}^2$, $G =$

$=0,4E$, интенсивность внешнего крутящего момента для несимметричного здания $m_i = 15,4$ кН, для симметричного $m_i = 7,365$ кН. Как видно из рисунка, в заделке ядер в обоих случаях $M_{\text{тор}}(H)$ составляет лишь малую часть общего сопротивления кручению ядродиафрагмовой системы (эпюра M_i). Для ядер, имеющих открытый профиль поперечного сечения, сопротивление чистому кручению еще больше уменьшается за счет снижения жесткости чистого кручения GI_i на 2—3 порядка.

4.2. Здания из объемных блоков

Здания из объемных блоков представляют собой наиболее индустриальную форму строительства, в которой максимум производственных процессов переносится в заводские условия.

Исходя из транспортно-монтажных условий объемные блоки изготавливаются размером на комнату и предназначаются в основном для строительства жилых домов. В последние годы применяются только монолитные блоки, изготавливаемые с помощью специальных пространственных опалубок.

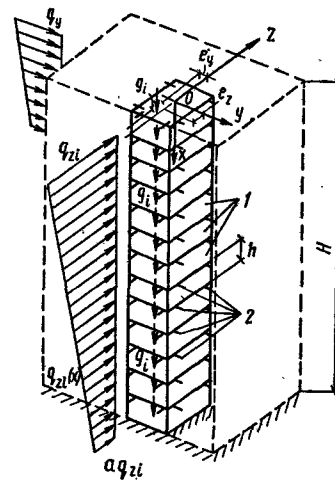
Чтобы после формования блока можно было вынуть из него внутреннюю опалубку, монолитный блок изготавливают максимум из пяти плоскостей: четырех стен и потолка (блок «колпак»); четырех стен и плиты пола (блок «стакан»); трех стен, потолка и пола (блок «лежащий стакан»); шестая плоскость изготавливается отдельно и соединяется с блоком сваркой закладных деталей.

В здании из объемных блоков отсутствуют жесткие диски перекрытий, объединяющие весь этаж в целом; здесь перекрытия жестки только в пределах данного объемно-блочного столба. Учитывая это, расчетную модель многоэтажного здания из объемных блоков можно представить в виде группы отдельных объемно-блочных столбов, соединенных связями. На рис. 4.3 в общем объеме здания выделен один из таких столбов. Связи устанавливаются в горизонтальных швах между блоками. Это вынуждает делать их плоскими, а значит, способными воспринимать растяжение, сжатие и сдвиг в горизонтальной плоскости, но не оказывающими существенного сопротивления сдвигу в вертикальных плоскостях.

Примем, что работа связей подчиняется закону Гука

Рис. 4.3. Расчетная модель объемно-блочного многоэтажного здания

1 — блоки; 2 — связи



сформулированной предпосылке о работе межстолбовых связей, перемещения в направлении оси X совершаются без сопротивления связей и могут быть найдены независимо для каждого столба исходя из вертикальных (осевых) нагрузок, действующих непосредственно на данный столб. Остальные перемещения зависят друг от друга и от усилий в связях. Условия взаимозависимости этих величин могут быть представлены системой дифференциальных уравнений (рис. 4.4):

$$B_{yi} \xi_i^{IV} = q_{zi} + \sum_{k=1}^l r_{ik} + \sum_{j=1}^m p_{ij}, \quad (4.15)$$

$$B_{zi} \eta_i^{IV} = q_{yi} + \sum_{k=1}^l p_{ik} + \sum_{j=1}^m r_{ij}, \quad (4.16)$$

$$B_{wi} 0_i^{IV} - GI_{ii} 0_i'' = \sum_{k=1}^l [0,5 c_{ik}^2 \varphi_{ik} (\theta_i - \theta_k)] + \\ + \sum_{j=1}^m [0,5 c_{ij}^2 \varphi_{ij} (\theta_i - \theta_j)] + m_{ii} + \sum_{k=1}^l r_{ik} b_{ik} - \sum_{j=1}^m r_{ij} b_{ij}, \quad (4.17)$$

где $i=1, 2, \dots, n$ — порядковый номер и общее число объемноблочных столбов в здании; $B_{yi}=EI_{yi}$; $B_{zi}=EI_{zi}$; $B_{wi}=EI_{wi}$ и GI_{ii} — экваториальные, секториальная и крутильная жесткости i -го столба; $k=1, 2, \dots, l$ — порядковый номер и общее число столбов, примыкающих к i -мому столбу в направлении оси $\pm Y$; $j=1, 2, \dots, m$ — то же, в направлении оси $\pm Z$; $r_{ik}(x)$ — погонное по высоте столба суммарное усилие сдвига во всех связях, расположенных в одной горизонтальной плоскости в шве между столбами блоков i и k ; $p_{ij}(x)$ — погонное по высоте столба суммарное усилие растяжения (сжатия) во всех связях, расположенных в одной горизонтальной плоскости в шве между столбами блоков i и j ; φ_{ik} — характеристика осевой жесткости одной связи между столбами i и k , определяемая экспериментально или принимаемая равной $\varphi_{ik}=(EA_{ik}/(lh))_{ik}$; E, A — модуль упругости и площадь поперечного сечения связи; l — длина связи, подвергавшаяся растяжению или сжатию; m_{ii} — погонный по высоте столба крутящий момент от внешней нагрузки, приложенной к i -мому столбу (римские верхние индексы при переменных ξ, η и θ обозначают порядок дифференцирования по x).

В уравнении (4.17) члены в квадратных скобках крутящие моменты tc_{ik} (рис. 4.4, б), где по закону Гука $t=\Delta lEA/(lh)$,

и вместе с тем

$$\Delta l = 0,5 c_{ik} (\theta_i - \theta_k),$$

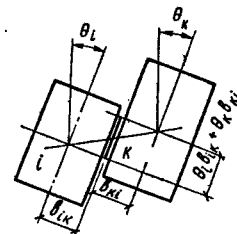
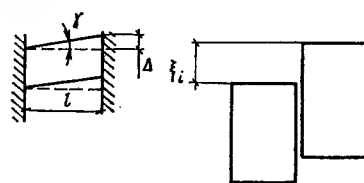


Рис. 4.5. Сдвиг связи между столбами блоков

следовательно,

$$t = 0,5 \varphi_{ik} c_{ik} (\theta_i - \theta_k).$$

Если исключить из системы уравнений (4.15) — (4.17) усилия в связях r и p , то она будет содержать по три неизвестных функции ξ, η и θ для каждого столба, т. е. всего $3n$ неизвестных. Число уравнений в этой системе также равно $3n$.

Усилия в связях r и p можно выразить через основные неизвестные перемещения (см. рис. 4.4).

Для этого представим r_{ik} как

$$r_{ik} = 2\psi_{ik}\Delta, \quad (4.18)$$

где ψ_{ik} — характеристика сдвиговой жесткости одной связи, т. е. усилие r_{ik} , нужное для $\Delta=1$; Δ — величина сдвига, при котором возникает усилие r_{ik} .

Характеристику ψ_{ik} найдем, рассматривая сдвиг связи (рис. 4.5). Угол сдвига $\gamma = \tau/G = 1,2\bar{r}/(GA)$. Отсюда для континуальных связей

$$r = \bar{r}/h = GA\gamma/(1,2h).$$

Подставляя в эту формулу $\gamma = \Delta/l$, получим

$$r = \Delta GA/(1,2hl),$$

откуда при $\Delta=1$

$$\psi_{ik} = GA/(1,2hl). \quad (4.19)$$

Полная величина сдвига Δ складывается из двух компонентов (см. рис. 4.4, б и в):

$$\Delta = (\xi_k - \xi_i) + (\theta_i b_{ik} + \theta_k b_{ki}). \quad (4.20)$$

Подставляя (4.19) и (4.20) в (4.18), получим r_{ik} , выраженное через ξ и θ .

Очевидно (см. рис. 4.4), $p_{ik} = 2\varphi_{ik}(\eta_k - \eta_i)$. Подставив полученные выражения в систему дифференциальных уравнений (4.15) — (4.17), получим систему $3n$ диффе-

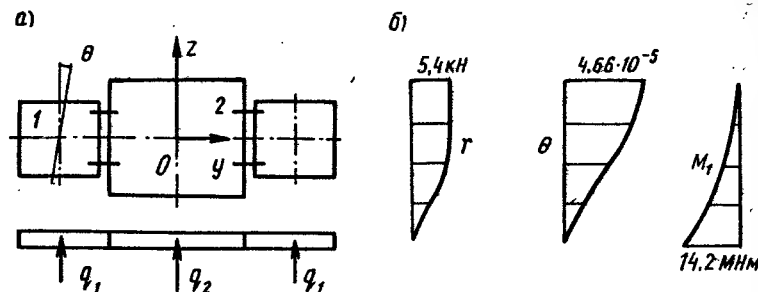


Рис. 4.6. Изгиб и кручение группы объемно-блочных столбов
а — план; б — эпюры сдвигающего усилия в связях, угла закручивания крайних столбов, момента в крайнем столбе

ренциальных уравнений четвертого порядка, содержащую в качестве неизвестных только искомые функции перемещений ξ , η и θ .

Особенностью объемно-блочных зданий является то, что даже в симметричных зданиях отдельные столбы блоков могут поворачиваться (разумеется, в очень небольших пределах) независимо от других столбов, так как отсутствуют общие жесткие диски перекрытий на весь этаж¹. Например, для симметричной системы из трех столбов (рис. 4.6, а) несмотря на то, что внешние нагрузки приводятся к силе и моменту лежащим в плоскости симметрии здания и этажи такого здания в целом смещаются поступательно, в крайних столбах объемных блоков помимо поступательного смещения возникает кручение. Они поворачиваются на угол $\theta(x)$.

Рассматриваемая система состоит из блоков, имеющих замкнутый в плане контур, поэтому деформацией при кручении можно пренебречь. Приняв во внимание, что в этой системе также отсутствуют связи в направлении оси Z и нагрузка в направлении оси Y , система уравнений (4.15) — (4.17) примет вид

$$B_{y1} \xi_1^{IV} = q_1 - r_{12}; \quad B_{y2} \xi_2^{IV} = q_2 + 2r_{12};$$

$$GI_{\Pi} \theta_1'' + 0,5 c_{12}^2 \varphi_{12} \theta_1 = r_{12} b_{12}.$$

¹ В некоторых конструктивных системах таких зданий диски создаются искусственно путем устройства через несколько этажей сплошных монолитных перекрытий, однако это снижает уровень индустриальности объемно-блочного строительства.

где $r_{12} = 2\varphi_{12}(\xi_2 - \xi_1 + \theta_1 b_{12})$.

Выражая ξ через M и учитывая, что $M_h = 2M_1 + M_2$, получим систему трех дифференциальных уравнений второго порядка:

$$M_1'' = -q_1 - r_{12};$$

$$GI_{\Pi} \theta_1'' + 0,5 c_{12}^2 \varphi_{12} \theta_1 = r_{12} b_{12}; \quad (4.21)$$

$$r_{12}'' = 2\varphi_{12}[(2B_1 + B_2)M_1/(B_1 B_2) + \theta_1'' b_{12} - M_h/B_2].$$

Для этой системы граничные условия будут следующие:

$$M_1(0) = M_1'(0) = 0; \quad r_{12}(H) = r_{12}'(H) = 0; \quad \theta_1(H) = \theta_1'(H) = 0.$$

Эпюры r_{12} , θ_1 и M_1 , построенные на основе решения системы (4.21), приведены на рис. 4.6, б. Следует отметить, что при не учете кручения сдвигающие усилия в связях получаются почти втрое большими. Учет кручения выявляет осевые усилия в связях t , вызванные поворотом столба блоков

$$\pm t = 0,5 c_{12} \theta_1 (EA)_{12} / (lh)_{12}.$$

В данном примере $t = -12,7$ кН/м вверху здания, а распределение его по высоте соответствует эпюре θ (см. рис. 4.6, б).

Для столбов, имеющих в плане открытый контур (блоки типа «лежащий стакан» и т. п. с навесными наружными стенами), секториальная жесткость EI_w определяется по известным формулам теории тонкостенных стержней, а GI_t принимается равным нулю. Для столбов, образованных монолитными блоками с замкнутым контуром («колпак», «стакан»), можно с некоторым приближением отбросить первый член в уравнении (4.17), переходя к уравнению второго порядка. При этом, учитывая неизбежные проемы в стенах блоков, жесткость чистого кручения GI_t заменяется на приведенную жесткость, определяемую по (4.13).

Блоки с угловым опиранием в несущих системах зданий большой этажности применять не следует.

4.3. Здания комбинированной системы

В нижних этажах панельных бескаркасных зданий повышенной этажности нередко размещаются помещения, для которых предпочтительна каркасная схема. Поддерживающие рамы нижнего этажа могут иметь различные схемы и комбинироваться со стенками жест-

кости (рис. 4.7, а). Несущие системы такого типа называются комбинированными. Поддерживающие конструкции и вертикальные диафрагмы верхней бескаркасной части здания обычно располагаются в одной плоскости, но могут быть несимметричными (рис. 4.7). В пределах монотонной бескаркасной части остаются в силе уравнения п. 3.9, но граничные условия будут иными:

$$N(0)=0; N'(H)=\alpha_0/s, \quad (4.22)$$

где α_0 (рис. 4.7, з) — угол взаимного сдвига столбов диафрагмы в уровне опирания на раму, т. е. в сечении $x=H$.

Нижнее граничное условие вытекает из того, что при $x=H$

$$\alpha_2(H) \approx sN'(H).$$

Так как $\alpha_2(H)=\alpha_0$, получаем второе условие (4.22). Решая уравнение 3.73, с учетом граничного условия вверху здания, определим нормальную силу в столбе бескаркасной части здания

$$N(x) = [M_u(x) - M_v(x) \Sigma B/B_a + q\lambda^{-2} \times \\ \times [\operatorname{ch} \lambda x - (a-1)x/H - 1]] B_a / (bB_u) + C_1 \operatorname{sh} \lambda x. \quad (4.23)$$

Постоянную C_1 вычислим из второго граничного условия (4.22), приняв во внимание, что α_0 равен также углу наклона поддерживающей рамы, который может быть выражен через перерезывающую силу в ригеле X_1 (см. рис. 4.7, з), тогда

$$\alpha_0 = l^3 \gamma_2 (12B_2 b)^{-1} X_1 = s_2 X_1,$$

и заменяя α_0 по второму граничному условию, получим

$$sN'(H) = s_2 X_1, \quad (4.24)$$

где X_1 — функция $N(H)$ и $M(H)$, передающихся на раму столбами диафрагмы. Вместе с тем $M(H) = f(N, M_u)$.

Подставляя в (4.24) значения $N(H)$ и $N'(H)$, выраженные через C_1 , можно найти значение этой постоянной. После вычисления C_1 усилия $N(x)$ в столбах диафрагмы определяются из (4.23), а моменты — по формуле (3.76).

Континуальная перерезывающая сила в перемычках диафрагмы на уровне x равна производной от $N(x)$:

$$Q_{1,2}(x) = \{Q_u(x) + m_e - m_v \Sigma B/B_a + q\lambda^{-1} \times \\ \times [\operatorname{sh} \lambda x - (a-1)/\lambda H]\} B_a / (bB_u + C_1 \lambda H \operatorname{ch} \lambda x).$$

Поперечная сила в первом столбе диафрагмы

$$Q_1(x) = [Q_u(x) + m_e] B_1 / \Sigma B + Q_{1,2}(x) \times \\ \times (u - b B_1 / \Sigma B) - m_{e1};$$

во втором столбе $Q_2 = Q_u - Q_1$,

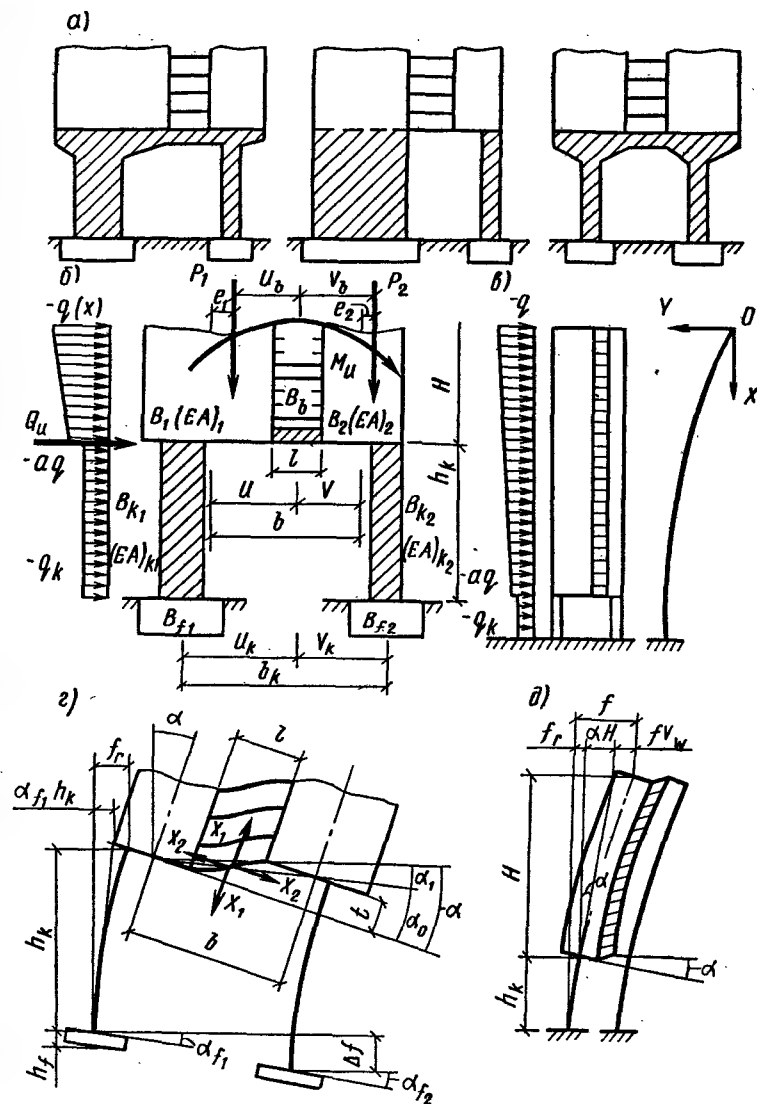


Рис. 4.7. Комбинированные несущие конструкции
а — варианты конструктивных схем; б, в — расчетные схемы опорной части и всей конструкции; г, д — то же, деформированного состояния

где γ_2 — учет деформаций сдвига по (3.53) для ригеля поддерживающей рамы; $B_e = EI_e$ — изгибная жесткость ригеля рамы; $m_e = m_{e1} + m_{e2}$; остальные обозначения те же, что в формулах п. 3.9, 3.10.

Для решения рассматриваемой задачи надо определить силу X_1

$$X_1 = (\delta_{12}\delta_{2p\Delta} - \delta_{22}\delta_{2p\Delta}) / (\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2),$$

где $\delta_{12} = h_k(\omega_1 - \omega_2)$; $\delta_{22} = h_k^2(t_1 + t_2)$;

$$\delta_{11} = u_k r_1 + v_k r_2 + b_k^2(h_k/B_{ka} + B_{fa}^{-1}) + l^3 \gamma_2 / (12B_e);$$

$$\delta_{1p\Delta} = -n_1 M' - n_2(Q_u + m_e) - n_3 p_1 + n_4 p_2 + n_5 N - n_6 N' +$$

$$+ h_k(m_{e1}\omega_1 + m_{e2}\omega_2);$$

$$\delta_{2p\Delta} = -n_7 M_u - n_8(Q_u + m_e) - n_9 p_1 - n_{10} p_2 +$$

$$+ n_{11} N - n_{12} N' + h_k^2(m_{e1}t_1 + m_{e2}t_2).$$

Здесь все усилия принимаются для сечения $x = H$, причем:

$$p_1 = [F_1(H) + F_2(H)] / (1 + \beta_1); p_2 = p_1(H)\beta_1; Q_u =$$

$$= -0,5[qH(a+1) + q_k h_k]; \beta_1 = EA_{k2}/EA_{k1};$$

$$n_1 = (B_1 r_1 + B_2 r_2) / \Sigma B; n_2 = h_k(B_1 \omega_1 + B_2 \omega_2) / \Sigma B; n_3 =$$

$$= (u_k - u) r_1 + h_k / (EA)_{k1} + (cA)_{f1}^{-1};$$

$$n_4 = (v_k - v) r_2 + h_k / (EA)_{k2} + (cA)_{f2}^{-1};$$

$$n_5 = n_3 + n_4 + bn; n_6 = h_k(u\omega_1 + v\omega_2) - bn_2;$$

$$n_7 = h_k(B_1 \omega_1 u_k^{-1} - B_2 \omega_2 v_k^{-1}) / \Sigma B; n_8 = h_k^2(B_1 t_1 - B_2 t_2) / \Sigma B;$$

$$n_9 = (1 - u/u_k) h_k \omega_1; n_{10} = (1 - v/v_k) h_k \omega_2; n_{11} =$$

$$= n_9 - n_{10} + bn_7;$$

$$n_{12} = h_k^2(ut_1 - vt_2) - bn_8; r_1 = u_k(h_k/B_{k1} +$$

$$+ B_{f1}^{-1}); \omega_1 = u_k(0,5h_k/B_{k1} + B_{f1}^{-1});$$

$$t_1 = h_k / (3B_{k1}) + B_{f1}^{-1}; B_{fi} = (cI)_{fi},$$

где c — коэффициент податливости основания.

Коэффициенты r_2 , ω_2 и t_2 получаются из соответствующих коэффициентов с индексом 1 заменой u_k на v_k и B_{k1} , B_{f1} на B_{k2} , B_{f2} , остальные обозначения по рис. 4.7.

Если диафрагма симметрична относительно оси проемов, то коэффициенты n_i упрощаются. В этом случае можно получить значение C_1 в замкнутой форме

$$C_1 = qB_a[(\beta - \eta)\text{ch } \lambda H + \eta a] / (DbB_u \lambda^2) +$$

$$\eta[(r/n_5 - B_a b^{-1}/B_u)M_u(H) + h_k \omega Q_u(H)/n_5] / D,$$

где $D = \text{ch } \lambda H + \eta \text{sh } \lambda H$; β — определяется по (3.79);

$$\eta = n_5 B_b(n_{13} + b s_r)^{-1} / (hB_{r\lambda}),$$

$$r = 0,5b(h_k/B_{k1} + B_{f1}^{-1}); \omega = 0,5b(h_k/B_k + B_{f1}^{-1});$$

$$n_{13} = b^2[h_k B_{ku} / (B_k B_{ka}) + B_{fu} / (B_f B_{fa})];$$

$$B_k = 2B_{ki}; B_f = 2B_{fi};$$

$$B_{fa} = 0,5(cA)_{fi} b^2; B_{ka} = 0,5(EA)_{ki} b^2;$$

$$n_5 = b_2 + 2[h_k / (EA)_{ki} + (cA)_{fi}^{-1}].$$

Величина C_1 часто определяется как разность близких чисел, поэтому для ее вычисления требуется высокая точность. Если $\lambda H \geq 5$, максимальный момент в опорном сечении ($x = H$) столба симметричной диафрагмы (при $m_e = m_v = 0$) приближенно определяется по упрощенной формуле

$$M(H) = \{M_k(H) - B_a q[0,5(a+1)\lambda H -$$

$$- (a-1)/(\lambda H) - a] / [(1+\eta)\lambda^2 \Sigma B]\} B_i / B_u.$$

Значение X_2 понадобится для расчета поддерживающей конструкции (рамы)

$$X_2 = -(\delta_{11}\delta_{2p\Delta} - \delta_{12}\delta_{1p\Delta}) / (\delta_{11}\delta_{12} - \delta_{12}^2).$$

Полный прогиб вершины (рис. 4.7, δ)

$$f = f_w + f_r + \alpha H,$$

где f_w — перемещение только от изгиба диафрагмы; f_r — перемещение верха рамы с учетом податливости фундаментов, причем:

$$f_w = f_s + (m_e + m_v)H^3 / (3B_u) + \{B_a q \lambda^{-2} [\text{ch } \lambda H +$$

$$+ (2a+1)(\lambda H)^2 6^{-1} - \lambda H \text{sh } \lambda H - 1] / B_u +$$

$$+ b C_1 (\text{sh } \lambda H - \lambda H \text{ch } \lambda H) / \lambda^2 \Sigma B;$$

$$f_r = h_k \{\omega_1 [M_1/u_k + (1 - u/u_k)(P_1 - N) -$$

$$- X_1] + h_k t_1 (Q_1 - X_2)\};$$

$$\alpha = r_1 [M_1/u_k + (1 - u/u_k)(p_1 - N) -$$

$$- X_1] + h_k \omega_1 (Q_1 - X_2)/u_k,$$

где f_s вычисляется по (3.81).

Анализ полученных расчетных формул и выполненных примеров показывает, что при некоторой заданной жесткости всех элементов диафрагмы, с увеличением деформативности рамы и основания отдельных фундаментов уменьшается момент в заделке столбов и увеличивается N , так как возрастает изгиб связей. При этом увеличиваются отрицательный момент в столбах и зона его распространения. В пределе при шарнирном опирании на колонны момент в заделке столбов равен нулю, а по высоте диафрагмы момент в столбах отрицателен.

В связи с этим работа связей (перемычек) в комбинированной конструкции существенно отличается от их

работы в диафрагме с жесткозащемленными внизу столбами. Значения λH и $\Sigma B/B_u$, при которых жесткозащемленная диафрагма работала бы как два шарнирно связанных столба, в комбинированной диафрагме с податливой рамой приведут к значительным отрицательным моментам и кривизне другого знака по всей высоте диафрагмы.

Приведенные в этом параграфе выкладки и расчетные формулы справедливы и для более простых схем. Например, при неподатливых фундаментах ($B_f = \infty$), при податливых фундаментах, но неподатливых рамах ($B_{ki} = B_r = \infty$), при опирании столбов непосредственно на раздельные фундаменты и т. п.

4.4. Здания с венчающими и промежуточными ростверками

При высоте зданий в 40—50 и более этажей эффективным становится размещение основных вертикальных несущих конструкций на периферии плана здания, чем достигается максимальное увеличение момента инерции поперечного сечения несущей системы здания в целом и, следовательно, предельное увеличение ее общей жесткости. Этой цели служат ростверки, которые вовлекают в работу на горизонтальную нагрузку вертикальные элементы (колонны) периферийной системы. Центральное расположенное ядро служит опорой для ростверков, размещаемых в двух-трех уровнях по высоте здания (рис. 4.8, а). Под влиянием сопротивления ростверков изгибу и сдвигу в периферийных колоннах возникают нормальные силы N (рис. 4.8, б), за счет которых с ядра снимается основная часть внешнего момента, равная Nb (рис. 4.8, в).

Ростверк представляет собой систему перекрестных железобетонных балок-стенок с преднапряженной или жесткой арматурой (рис. 4.9). Верхнюю и нижнюю полки этой коробчатой многозамкнутой конструкции образуют ее перекрытия. Испытания коробчатых железобетонных ростверков, проведенные в МИСИ им. В. В. Куйбышева, показали, что ростверк деформируется по схеме цилиндрического изгиба. Это оправдывает использование в расчете плоской расчетной схемы. Так как ростверки в отличие от перекрытий и перемычек могут располагаться на различных расстояниях друг от друга по высоте здания,

Рис. 4.8. Совместная работа ядра с периферийным каркасом (трубой) в системе с ростверками

а — деформированная схема; 1 — колонны; 2 — ростверк; 3 — ядро-ствол; б — эпюра нормальных сил в колоннах; в — эпюра моментов в ядре

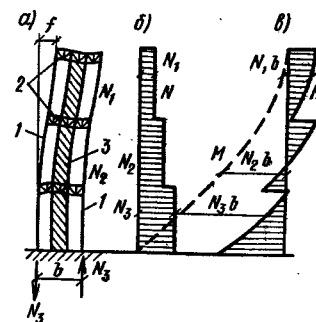
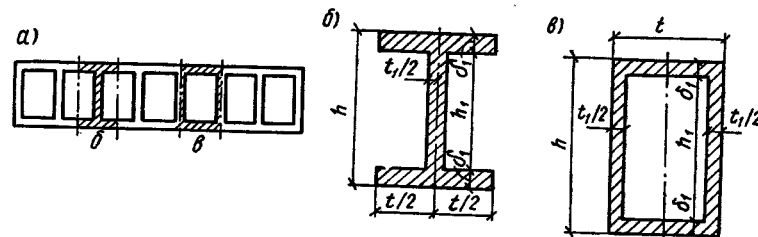


Рис. 4.9. Ростверковые перекрытия (технические этажи)

а — поперечное сечение ростверка и выделенные из него; б — двутавровое; в — коробчатое сечение (к определению коэффициента κ усреднения сдвига)



а число их недостаточно для перехода к дискретно-континуальной расчетной модели, то для расчета несущих систем с ростверками удобно принять основную систему метода сил, показанную на рис. 4.10. Изгибающий момент в ядре по условиям равновесия будет равен:

$$M_i = M_h - X_i b, \quad (4.25)$$

где $X_i = \Sigma N_i$ — усилие в разрезанных колоннах на i -ом участке, принимаемое за лишнее неизвестное. Для определения всех X_i имеем систему уравнений метода сил (4.26)

№	X_1	X_2	...	X_i	X_j	X_k	X_m	X_n	Грузовые члены
1	δ_{11}	δ_{12}	...	0	0	0	0	0	δ_{1q}
j				δ_{ji}	δ_{jj}	δ_{jk}	0	0	δ_{jq}
n							δ_{nm}	δ_{nn}	δ_{nq}

(4.26)

Перемещения δ вычисляются с учетом M и N перемножением единичных и грузовых эпюр, показанных на рис. 4.10, в.

Если ростверки совершенно жестки, т. е. $EI_g = GA_g = \infty$, их перемещения от изгиба и сдвига равны нулю и участки i и j (рис. 4.10, в) не имеют общих единичных

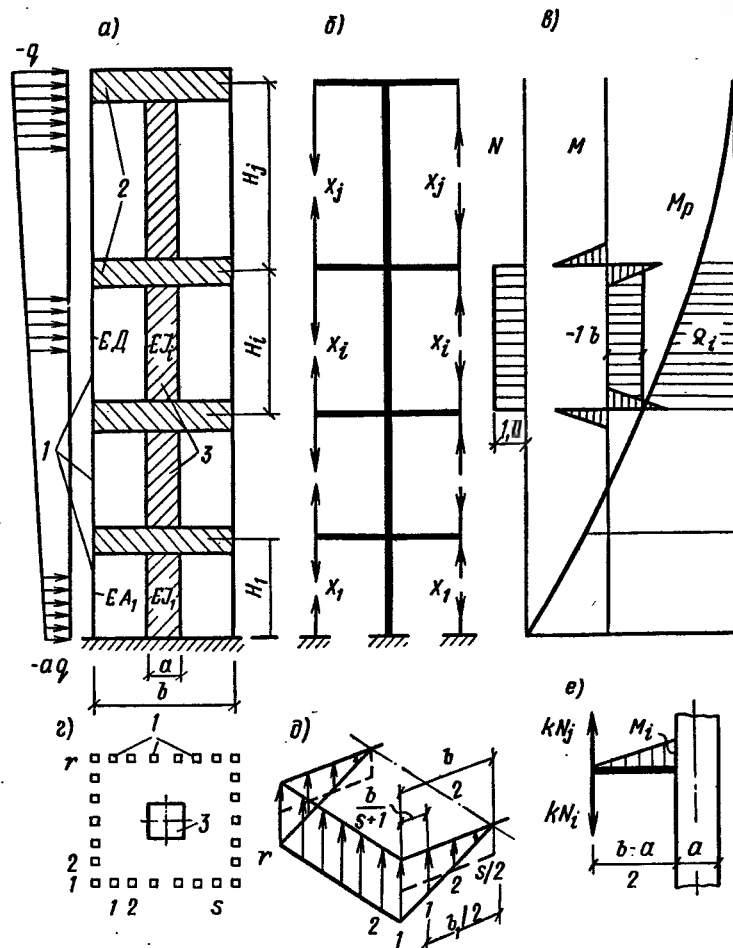


Рис. 4.10. Несущая система с ростверками

а — плоская расчетная схема; б — основная система метода сил; в — единичные эпюры нормальных сил, моментов и эпюры моментов от нагрузки; г, д — распределение X_i между колоннами; е — изгибающий момент в ростверке, 1 — колонны; 2 — ростверки; 3 — ядро

эпюр. Тогда все побочные перемещения $\delta_{ji}=0$ и система уравнений (4.26) распадается на отдельные уравнения

$$\delta_{ii}X_i + \delta_{iq} = 0, \quad (4.27)$$

где δ_{ii} и δ_{iq} — перемещения по направлению X_i соответственно от $X_i=1$ и от заданной горизонтальной нагрузки на все здание, выражающиеся моментом $M_h(x)$

$$\delta_{ii} = \int_{H_i} M_i^2 dx / (EI_{ci}) + \int_{H_i} N_i^2 dx / (\sum EA_k),$$

$$\delta_{iq} = \int_{H_i} N_i^2 dx / (\sum EA_k);$$

Раскрывая эти выражения, согласно значениям N и M на эпюрах (рис. 4.10, в), получим по правилу Верещагина

$$\delta_{ii} = 1 \cdot b^2 H_i / (EI_{ci}) + 1^2 H_i (kEA_k) = H_i \times$$

$$\times [b^2 (EI_{ci})^{-1} + (kEA_k)^{-1}], \quad (4.28)$$

$$\delta_{iq} = -\Omega_i b / (EI_{ci}),$$

где Ω_i — площадь эпюры M_h в пределах участка H_i ; EI_{ci} — изгибная жесткость горизонтального сечения ядра на i -ом участке; EA_k — осевая жесткость одной колонны на i -ом участке; k — коэффициент приведения числа колонн с одной стороны от ядра.

Необходимость введения такого коэффициента вызвана тем, что колонны загружены неодинаково. Результаты эксперимента позволяют приблизительно представить распределение усилий между ними по рис. 4.10, д. Тогда момент, создаваемый усилиями во всех колоннах (с двух сторон от ядра), при $\bar{N}=1$ в одной колонне на стороне, перпендикулярной плоскости изгиба,

$$M_i = 1rb + 0,5s0,5b_1 2^2/3$$

и подставляя $b_1 = b - 2b(s+1)^{-1}$, получим $\bar{M}_i = kb$,

$$\text{где } k = r + \frac{s}{3} \left(\frac{s-1}{s+1} \right);$$

r — число колонн на каждой стороне плана, перпендикулярной плоскости изгиба, включая угловые колонны (см. рис. 4.10, г, д); s — число колонн на каждой стороне плана, параллельной плоскости изгиба, исключая угловые колонны.

Усилие в одной колонне на одной стороне от ядра

$$N_i = X_i/k = -\delta_{iq} / (k\delta_{ii}). \quad (4.29)$$

Момент в ядре

$$M_i(x) = M_h(x) - kbN_i. \quad (4.30)$$

Момент в узле примыкания i -го ростверка к ядру

$$M_g = k(N_i - N_j)(b-a)/2. \quad (4.31)$$

Более строгий расчет здания с учетом податливости ростверков можно выполнить, добавляя к δ_{ii} перемещения, связанные с изгибом и сдвигом ростверков на четырех консолях, примыкающих к i -му участку:

$$\delta_{ii,g} = (b-a)^3 / (6EI_g) + 2 \times (b-a) / (GA_g) \quad (4.32)$$

и, принимая во внимание побочные перемещения δ_{ijg} на двух консолях ростверка между участками i и j , имеющих общие эпюры M_g и Q_g ,

$$\delta_{ij,g} = -\delta_{ii,g}/2.$$

Перемещение δ_{ij} не меняется, так как эпюры на ростверках взаимно нулевые с эпюрами на ядре. Появление побочных перемещений δ_{ij} связывает теперь все уравнения в систему (4.26), решением которой определяются все X_i , а затем по формулам (4.29) — (4.31) неизвестные усилия N_i и моменты в ядре и ростверках.

Коэффициент κ в формуле (4.32) для коробчатого роста-верка можно принимать равным:

$$\kappa = A/A_{\text{ex}};$$

где A и A_w — соответственно площади сечения всего ростверка и его вертикальных стенок (обычно $\kappa = 1,9-2,2$).

4.5. Здания с подвесными и консольными этажами

Некоторые схемы зданий с подвесными и консольными этажами показаны на рис. 4.11. Как видно из этого рисунка, основными элементами несущей системы таких зданий служат ядро и жесткие ростверки. К последним подвешиваются или на них опираются этажи здания. В первом случае междуэтажные перекрытия, стены и другие конструктивные элементы поддерживаются специальными стальными подвесками, закрепляемыми в ростверках; во втором — нагрузка от этажных конструкций передается поддерживающим консольным ростверкам колоннами или несущими внутренними стенами. Наружные стены в таких зданиях выполняются легкими, навесными и не несут нагрузку от перекрытий и вышерасположенных стен.

В зданиях с подвесными и консольными этажами ядра оказываются нагруженными тяжелее, чем в зданиях, рассмотренных в 4.4, так как периферийный несущий каркас не включается в совместную работу с ядром и не разгружает последнее. В то же время, сами ростверки тоже несут полную нагрузку от соответствующего числа этажей (см. рис. 4.11 и рис. 4.4, *е*).

Поэтому несущие системы, рассматриваемые в настоящем параграфе, требуют при обычном исполнении большего расхода материалов и оказываются более дорогими, чем здания с ростверками, рассмотренные в 4.4.

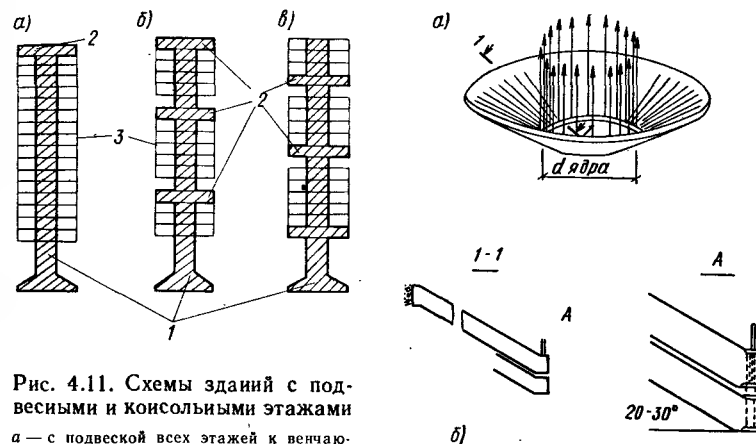


Рис. 4.11. Схемы зданий с подвесными и консольными этажами

а — с подвеской всех этажей к венчающему ростверку; *б* — с подвеской этажей к венчающему и промежуточным ростверкам; *в* — с опиранием групп этажей на консольные ростверки; *г* — ядро; *2* — ростверк, *3* — подвески

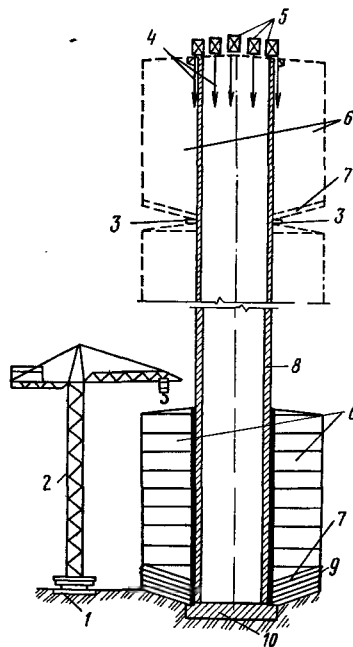


Рис. 4.13. Элементы несущей системы
а — подъемный опорный элемент; в — опорная поворотная консоль

Рис. 4.12. Схема возведения высотного здания способом подъема готовых многоэтажных секций

1 — рельсовый путь крана; 2 — монтажный кран; 3 — опорные поворотные консоли; 4 — подъемные тяги; 5 — домкраты; 6 — поднимаемая многоэтажная секция; 7 — подземный опорный элемент; 8 — ядро; 9 — преднапряженная обмотка канатами К-7; 10 — фундамент

В особенности это относится к зданиям с консольными этажами, в которых консольные ростверки получаются очень тяжелыми и технологически трудно выполнимыми.

Кажущееся преимущество зданий с подвесными этажами, обычно усматриваемое в замене сжатых колонн растянутыми подвесками, в действительности не приводит к экономическому эффекту, так как нагрузка с подвесок передается на сжатое ядро, причем усилие сжатия распределяется по ядру наиболее невыгодно. Например, в здании (см. рис. 4.11, а) весь его вес передается сосредоточенным грузом на вершину ядра.

Схема, показанная на рис. 4.11, в, может оказаться выгодной при особом способе возведения и новом конструктивном решении (рис. 4.12). Основная особенность этого способа возведения состоит в том, что готовые, смонтированные на поверхности земли, секции здания высотой по 6—9 этажей поднимаются по цилиндрическому ядру на специальных опорных конических элементах и закрепляются на ядре на проектных отметках (авт. свид. № 853031).

Опорные элементы (рис. 4.13, а), имеющие форму конических тонкостенных оболочек, бетонируются пакетом в коническом котловане вокруг заранее возведенного ядра. На первом опорном элементе краном, передвигающемся по кольцевому рельсовому пути или на гусеничном ходу, собирают конструкции поднимаемой многоэтажной секции здания и производят сантехнические, отделочные и прочие работы либо заготавливают на этажах все необходимое для выполнения этих работ после подъема. Затем опорный элемент с готовой многоэтажной секцией подсоединяется к подъемным ттягам, расположенным по периметру ядра, и секция на опорном элементе поднимается на верхнюю проектную отметку. Закрепление поднятой секции к ядру производится с помощью поворотных консолей (рис. 4.13, б), заложенных в ядро при его возведении. После этого ттяги опускают вниз для крепления к ним следующего опорного элемента с очередной многоэтажной секцией здания. Далее этот процесс повторяется для каждой следующей многоэтажной секции. Последняя секция (стилобатная) возводится на самостоятельных фундаментах и служит входным вестибюлем.

Число поднимаемых поочередно многоэтажных секций, а значит и общая высота здания определяется только несущей способностью ядра, т. е. его диаметром, толщи-

ной стенок, классом бетона и армированием, которые могут быть приняты любыми, нужными по расчету. Общая этажность здания не зависит от грузоподъемности устройств, поднимающих отдельные секции, так как секции поднимаются поочередно.

Расход материалов и трудозатрат на секцию не превышает аналогичных затрат для зданий той же этажности, строящихся на нулевой отметке. Особенность расчета этой конструктивной системы заключается в том, что расчет опорного подъемного элемента, выполняется комплексно с конструкциями поднимаемой секции. Ядро рассчитывается в соответствии с рекомендациями гл. 3. Расчет ядра и других конструкций такого здания приведен в примере 7.3.

ГЛАВА 5. ПРАКТИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА ЗДАНИЙ СО СВЯЗЕВЫМ КАРКАСОМ

5.1. Расчетная модель

При проектировании полносборных каркасно-панельных зданий с применением типовых конструкций можно применять упрощенные расчетные зависимости и методы, приближенно учитывая ряд факторов, определяющих действительную работу элементов несущей системы, на основании предварительных исследований деформаций и прочности конструкций и стыков. Путь построения практических методов расчета определяет анализ конструктивных особенностей существующих типовых каркасов.

В гражданском строительстве распространены исключительно связевые каркасы, к которым относятся московский унифицированный каркас и каркас серии ИИ-04, являющийся типовым каркасом всесоюзного применения. На основе каркаса серии ИИ-04 создан связевой каркас серии 1.020-1, в котором реализованы идеи так называемой межвидовой унификации. Каркас предназначен для строительства не только гражданских, но и промышленных зданий. В связи с высокими технико-экономическими показателями каркаса серии 1.020-1 было принято решение о дальнейшем его применении путем включения в единую унифицированную систему конструкций для строительства как в районах с обычными, так и с особыми природно-климатическими условиями. Повсеместное внед-

рение единой унифицированной системы будет осуществлено в 12-й пятилетке.

Каркасы серии ИИ-04 и 1.020-1 отличаются конструктивными решениями, однако с точки зрения расчета здания как пространственной несущей системы и решения вопросов его общей устойчивости эти особенности не существенны, так как все разновидности связей каркасов можно рассчитывать на основе общего методического подхода.

Главной конструктивной особенностью зданий со связевым каркасом, оказывающей решающее влияние на выбор расчетных моделей и методов, является ограниченная прочность и жесткость стыков ригелей с колоннами (рис. 5.1). В результате все горизонтальные нагрузки, а точнее, все нагрузки, стремящиеся вызвать горизонтальные перемещения здания (горизонтальные перемещения здания и соответствующие горизонтальные реакции дисков перекрытий могут быть вызваны и вертикальными нагрузками), воспринимаются специальными конструктивными элементами—диафрагмами жесткости. Диафрагмы жесткости представляют собой комплексные конструкции, включающие колонны каркаса и установленные между ними специальные стеновые панели, которые соединены с колоннами и между собой сварными стыками (рис. 5.2). Сварные стыки обеспечивают совместную работу элементов диафрагм (колонн, стеновых панелей) при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Расчетные модели как отдельной сборной железобетонной диафрагмы жесткости, так и пространственной несущей системы здания могут быть с необходимой строгостью представлены в рамках дискретно-континуальной расчетной модели, описанной в гл. 3. При этом столбами расчетной модели являются диафрагменные колонны, вертикальные ряды стеновых панелей и простенки панелей с проемами; связями сдвига—закладные детали, объединяющие панели между собой и с колоннами и надпроемные перемычки. Статический расчет здания выполняется на основании уравнений, приведенных в гл. 3.

В практических расчетах зданий со связевыми каркасами серии ИИ-04 или серии 1.020-1 можно применять менее точные модели, что приводит к упрощению уравнений и вычислений. Основной упрощающей предпосылкой являются допущения об абсолютной жесткости связей сдвига. При этом влияние реальной податливости свя-

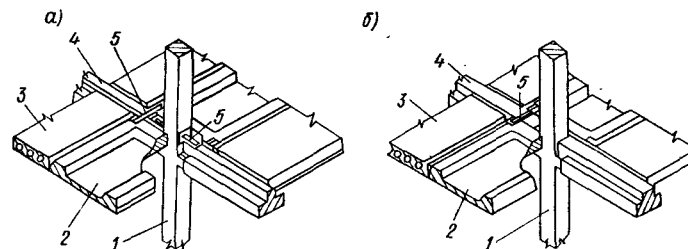


Рис. 5.1. Основные узлы каркаса серии ИИ-04 (а) и серии 1.020-1 (б)

1 — колонна; 2 — распорная панель перекрытия; 3 — многослойные панели перекрытий; 4 — ригель; 5 — монтажная накладная деталь

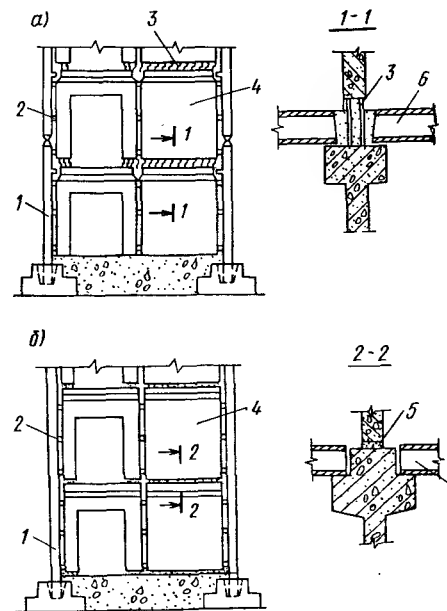


Рис. 5.2. Конструкция сборной диафрагмы серии ИИ-04 (а) и серии 1.020-1 (б)

1 — диафрагменные колонны каркаса; 2 — закладные детали; 3 — бетон замоноличивания; 4 — стеновые панели; 5 — жесткий цементный раствор; 6 — панели перекрытий

зей сдвига на распределение усилий в элементах, а также на их прочность и деформации оценивается приближенно с помощью коэффициентов условий работы: коэффициента m_b , учитывающего снижение осевой и изгибной жесткости столбов; коэффициента m_s , учитывающего уменьшение сдвигающих усилий в связях; коэффициентов m_{u1} , m_{u2} , которые вводятся в условия прочности при проверке несущей способности конструкций.

Коэффициенты условий работы определены предварительным расчетом сборных железобетонных диафрагм,

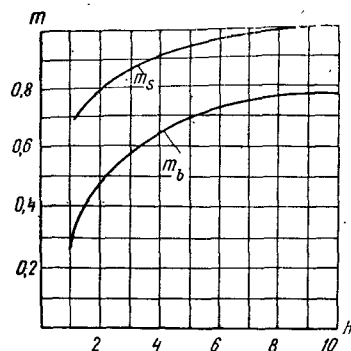


Рис. 5.3. График для определения коэффициентов условий работы сборной диафрагмы

выполненных из типовых конструкций. Численные исследования показали, что для определенного типа диафрагмы коэффициент условий работы зависит от высоты здания и по мере ее увеличения он стремится к некоторому пределу; чем выше здание, тем менее заметным становится влияние податливости связей сдвига. Расчет, выполненный для диафрагм различных типов, позволил установить, что в качестве основного параметра, комплексно учитывающего степень влияния податливости связей сдвига, можно принять относительную характеристику h , равную отношению высоты H здания к длине L развертки контура поперечного сечения диафрагмы (для плоских диафрагм L — высота поперечного сечения). На рис. 5.3 представлен расчетный график для определения коэффициента условий работы по деформациям для типовых сборных диафрагм серии ИИ-04 или серии 1.020-1, полученный на основании обработки результатов серии расчетных экспериментов. Значения коэффициента условий работы m_b можно также определить по формуле

$$m_b = (2,6h - 1,3)/(2 + 3h), \quad (5.1)$$

где $h = H/L$ — относительная высота диафрагмы.

Значения коэффициента условий работы m_s для сдвигающих сил получены сопоставлением величины сдвигающих усилий в отдельно взятой исследуемой диафрагме и в диафрагме аналогичной конструкции, но с абсолютно жесткими связями сдвига. Изменение этого коэффициента описывается формулой

$$m_s = (h - 0,45)/(h - 0,15). \quad (5.2)$$

График определения коэффициентов условий работы сборной диафрагмы, построенный на основе расчета по формуле (5.2), приведен на рис. 5.3.

5.2. Статический расчет здания

Статический расчет здания на основе дискретно-континуальной модели сводится к решению системы дифференциальных уравнений (3.23) или (3.45). В этих уравнениях нельзя податливость связей сдвига принять равной нулю и получить упрощенные уравнения для модели с абсолютно жесткими связями, поэтому целесообразно преобразовать уравнения, введя новые неизвестные.

Фрагменты расчетной схемы, иллюстрирующие физический смысл уравнений, показаны на рис. 5.4. Начало системы прямоугольных координат располагается в произвольной точке плана и совмещается по высоте с вершиной здания. В качестве неизвестных примем сдвигающие силы в связях S_i и вторые производные поступательных перемещений вертикальной оси, проходящей через начало координат $K_y = v''$, $K_z = w''$ и угла закручивания здания $K_\theta = \theta''$. Все неизвестные представляют собой функции вертикальной координаты x :

$$S_i = S_i(x), K_y = K_y(x), K_z = K_z(x), K_\theta = K_\theta(x).$$

Как показано в гл. 3, основные дифференциальные уравнения вытекают из уравнений деформаций по сдвиговым швам и уравнений равновесия. Места крепления связей перемещаются вследствие осевых и изгибных деформаций столбов. Приравняв эти перемещения к деформациям самой связи, получаем дифференциальное уравнение, устанавливающее зависимость между принятыми неизвестными

$$\delta_i S_i'' = \sum_{j=1}^i \pm S_j/B_{xj} - \sum_{k=1}^k \pm S_k/B_{xk} - K_y b_{yi} - K_z b_{zi} - K_\theta c_i - P_j/B_{xj} + P_k/B_{xk}, \quad i = 1, 2, \dots, n, \quad (5.3)$$

где i, n — номер и количество связей сдвига; δ_i — коэффициент податливости связей сдвига; t — номер связи сдвига, примыкающей к столбу расчетной схемы; B_{xj}, B_{xk} — осевые жесткости столбов;

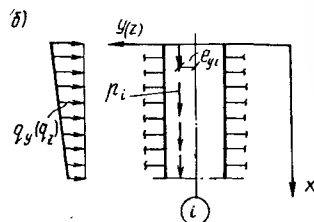
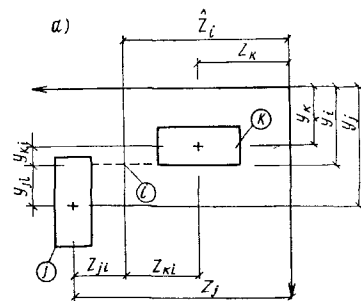


Рис. 5.4. Фрагменты расчетной схемы
а — план; б — разрез

b_{yi} , b_{zi} — расстояние между центрами тяжести столбов, объединенных i -й связью; c_i — секториальная координата связи; $P = \rho x$ — суммарная вертикальная нагрузка столба в произвольном горизонтальном сечении; j — номер растянутого столба; k — то же, сжатого.

Каждая i -тая связь соединяет два столба. Усилие в связях S_i вызывает в одном из этих столбов растяжение, а в другом — сжатие. Поскольку в начале расчета неизвестно, какой из двух столбов будет растянут усилием S_i или сжат, то растянутый и сжатый столб для каждой связи назначается произвольно. Если в результате статического расчета будет установлено, что усилие S_i положительно — то это означает, что оно вызывает растяжение в j -ом столбе и сжатие в k -ом столбе. Отрицательное усилие S_i вызывает сжатие в j -ом столбе и растяжение в k -ом столбе. Суммирование, обозначенное символами $\sum$, $\hat{\sum}$ производится для всех связей, примыкающих к j -тым и k -тым столбам соответственно, включая i -ю связь. Для членов с двойными знаками (плюс, минус) знак «плюс» принимается в том случае, если сдвигающая сила S_i растягивает соответствующий столб, и наоборот, если сдвигающая сила S_i сжимает столб, то принимается знак «минус».

Расстояния между центрами столбов определим из следующих уравнений:

$$b_{yi} = y_k - y_j; \quad b_{zi} = z_k - z_j, \quad (5.4)$$

где y_j, z_j, y_k, z_k — координаты j -го и k -го столбов, соединенных i -й связью.

Секториальную координату i -й связи находим из уравнения

$$c_i = z_j y_{ji} - y_j z_{ji} - z_k y_{ki} + y_k z_{ki}, \quad (5.5)$$

где $y_{ji}, z_{ji}, y_{ki}, z_{ki}$ — расстояния от центров j -го и k -го столбов до нулевой точки i -й связи.

Расстояния y_{ji}, z_{ji} принимаются положительными, если направление от центра j -го столба к нулевой точке i -й связи совпадает с положительным направлением одноименных осей здания. Аналогичное правило знаков распространяется на величины y_{ki}, z_{ki} .

Если толщина столбов очень мала, то секториальную координату связи сдвига можно вычислять по формуле

$$c_i = \hat{z}_i b_{yi} - \hat{y}_i b_{zi}, \quad (5.6)$$

где $\hat{z}_i, \hat{y}_i$ — расстояния от начала координат до нулевой точки связи сдвига (см. рис. 5.4).

Количество уравнений деформаций вида (5.3) равно количеству связей сдвига n .

Условия равновесия внутренних усилий в столбах в сечении x и нагрузок, действующих на верхнюю часть здания, отсеченную плоскостью $x = \text{const}$, приводят к трем дополнительным уравнениям:

$$K_y D_y + K_0 D_{yz} + \sum_{i=1}^n S_i b_{yi} = M_y; \quad (5.7)$$

$$K_z D_z - K_0 D_{zy} + \sum_{i=1}^n S_i b_{zi} = M_z; \quad (5.8)$$

$$K_0 D_\omega + K_y D_{yz} - K_z D_{zy} + \sum_{i=1}^n S_i c_i = T, \quad (5.9)$$

где D_y, D_z, D_ω — суммарные жесткости здания при изгибе и кручении; D_{yz}, D_{zy} — вспомогательные суммарные жесткостные характеристики; M_y, M_z, T — моменты и бимомент внешних нагрузок.

Суммарные жесткостные характеристики расчетной схемы здания определяются следующими зависимостями:

$$D_y = \sum_{i=1}^m B_{yi}; \quad D_z = \sum_{i=1}^m B_{zi}; \quad (5.10)$$

$$D_\omega = \sum_{i=1}^m (B_{yi} z_i^2 + B_{zi} y_i^2); \quad (5.11)$$

$$D_{yz} = \sum_{i=1}^m B_{yi} z_i; \quad D_{zy} = \sum_{i=1}^m B_{zi} y_i, \quad (5.12)$$

где B_{yi}, B_{zi} — жесткости столбов при изгибе в плоскостях, параллельных осям Y и Z соответственно по формуле (3.6), y_i, z_i — координаты столбов; m — общее количество столбов.

Суммарные моменты и бимомент горизонтальных и вертикальных нагрузок в уравнениях (5.7) — (5.9) равны:

$$M_y = M_{hy} + \sum_{i=1}^m p_i e_{yi}, \quad (5.13)$$

$$M_z = M_{hz} + \sum_{i=1}^m p_i e_{zi}, \quad (5.14)$$

$$T = M_{hy} z_0 - M_{hz} y_0 + \sum_{i=1}^m p_i (e_{yi} z_i - e_{zi} y_i), \quad (5.15)$$

где M_{hy}, M_{hz} — моменты горизонтальных нагрузок по (3.5); y_0, z_0 — расстояния от начала координат до равнодействующих горизонтальных нагрузок; e_{yi}, e_{zi} — эксцентриситеты вертикальных нагрузок, относительно центров тяжести соответствующих столбов.

В уравнениях (5.7) — (5.9) опущены величины, учитывающие сопротивление столбов чистому кручению, однако это не приводит к заметным погрешностям, если диафрагмы жесткости имеют любую форму поперечного сечения открытого профиля. Для расчета замкнутых ядер жесткости также можно применять уравнения (5.7) — (5.9), если при составлении расчетной схемы здания вводить фиктивные сдвиговые швы (см. гл. 3).

Если начало координат в плане перенести в центр жесткостей столбов расчетной схемы, т. е. в точку, координаты которой определяются по формуле (3.8), то в уравнениях (5.7) — (5.9) вспомогательные жесткостные характеристики D_{yz}, D_{zy} становятся равными нулю, в результате каждое из уравнений этой системы будет содержать только одно неизвестное перемещение K_y, K_z, K_0 . В этом случае можно выразить их значения через сдвигающие усилия и, подставив их в уравнения (5.3), получить систему уравнений, содержащую только сдвигающие силы:

$$\begin{aligned} \delta_i S_i'' = & \sum_{j=1}^i \pm S_j / B_{xj} - \sum_{k=1}^k \pm S_k / B_{xk} + \sum_{i=1}^n S_i (b_{yi} b_{yi} / D_y + \\ & + b_{zi} b_{zi} / D_z + c_i c_i / D_\omega) - P_j / B_{xj} - P_k / B_{xk} - M_y b_{yi} / D_y - \\ & - M_z b_{zi} / D_z - T c_i / D_\omega. \end{aligned} \quad (5.16)$$

Количество уравнений в системе (5.16) равно количеству сдвиговых швов в расчетной схеме здания. Из полученных систем дифференциальных уравнений, полагая податливость связей сдвига равной нулю, получаем системы линейных алгебраических уравнений, с помощью которых можно выполнить приближенный статический расчет несущей системы здания со связевым каркасом. Эти уравнения можно представить либо в смешанной форме

$$\begin{aligned} \sum_{j=1}^i S_j / B_{xj} - \sum_{k=1}^k \pm S_k / B_{xk} - m_{si} (K_y b_{yi} + \\ + K_z b_{zi} + K_0 c_i) = m_{si} (P_j / B_{xj} - P_k / B_{xk}); \end{aligned} \quad (5.17)$$

$$\sum_{i=1}^n S_i b_{yi} + K_y D_y = M_y; \quad (5.18)$$

$$\sum_{i=1}^n S_i b_{zi} + K_z D_z = M_z; \quad (5.19)$$

$$\sum_{i=1}^n S_i c_i + K_0 D_0 = T, \quad (5.20)$$

либо в форме, содержащей только сдвигающие усилия:

$$\begin{aligned} \sum_{j=1}^i \pm S_j / B_{xj} - \sum_{k=1}^k \pm S_k / B_{xk} + m_{si} \sum_{i=1}^n S_i (b_{yi} b_{yi} / D_y + \\ + b_{zi} b_{zi} / D_z + c_i c_i / D_\omega) = (M_y b_{yi} / D_y + M_z b_{zi} / D_z + T c_i / D_\omega + \\ + P_j B_{xj} - P_k / B_{xk}) m_{si}. \end{aligned} \quad (5.21)$$

В уравнениях (5.17), (5.21) введен коэффициент условий работы m_{si} , рассчитанный по формуле (5.2). Использование системы уравнений (5.17) — (5.20) или (5.21) зависит от обеспеченности процесса проектирования вычислительной техникой. При наличии ЭВМ во всех случаях предпочтительнее использовать смешанные уравнения (5.17) — (5.20), поскольку при незначительном увеличении количества неизвестных коэффициенты этих уравнений имеют более простую структуру.

Уравнения (5.18) — (5.20) записаны в предположении, что начало координат совмещено с центром жесткостей расчетной схемы. При формировании расчетной схемы здания диафрагмы жесткости сложной формы делятся на плоские столбы, в качестве которых рассматриваются двухколонные или одноколонные плоские диафрагмы (рис. 5.5). Если несущая система здания включает только плоские диафрагмы, то никаких дополнительных преобразований при переходе от конструктивной схемы к расчетной не требуется. В этом случае в задачу статического расчета входит определение только величин K_y, K_z, K_θ из уравнений (5.18) — (5.20), в которых следует принять сдвигающие силы равными нулю.

При вычислении суммарных жесткостных характеристик D здания и осевых жесткостей B_x диафрагм, коэффициент условий работы m_b нужно определять по формуле (5.1).

В результате приближенного статического расчета, который сводится к решению систем алгебраических уравнений (5.17) — (5.20), определяются сдвигающие усилия S_i и вторые производные K_y, K_z и K_θ перемещений пространственной несущей системы здания. При этом, если используется формула (5.21), значения K следует вычислить по формулам, вытекающим из уравнений (5.17) — (5.20) при известных значениях сдвигающих сил S_i .

Характерной особенностью приближенных алгебраических уравнений является то, что при определении сдвигающих усилий в различных уровнях высоты здания можно составлять независимые системы уравнений. Обычно вполне достаточно выполнить расчет в одном нижнем уровне, где внутренние усилия имеют наибольшие значения. Для очень высоких зданий целесообразно рассмотреть несколько уровней, в которых конструктивные параметры элементов несущей системы (армирование, марка бетона и т. п.), могут меняться. Переход к приближенным алгебраическим уравнениям определяет независимость его решения от граничных условий, выражающих взаимодействие надземной части здания с деформируемым основанием (см. гл. 3). Эта особенность приближенного расчета ограничивает область его применения при расчете зданий с относительно жестким основанием. Для упрощенной расчетной модели с абсолютно жесткими связями сдвига влияние

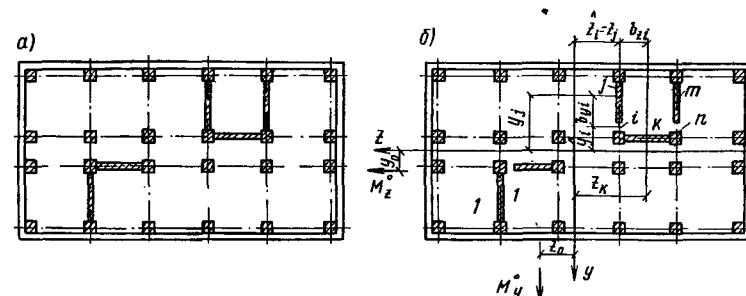


Рис. 5.5. Конструктивная (а) и расчетная (б) схемы здания

податливого основания учитывается только при определении перемещений его вершины с помощью введенных ниже зависимостей.

Уравнения (5.17) — (5.20) или (5.21) предназначены для расчета зданий с диафрагмами сложной формы. Для зданий с плоскими диафрагмами в принципе возможно использовать уравнения (5.18) — (5.20), приняв в них $S_i = 0$, однако в этом случае удобнее применять уравнения (3.20).

5.3. Учет продольного изгиба

Горизонтальные перемещения несущей системы здания, вызванные вертикальными нагрузками, обуславливают появление дополнительных моментов, вследствие чего просходит увеличение деформаций здания и внутренних усилий в конструктивных элементах.

Для расчета внутренних усилий в конструкциях здания и его перемещений с учетом продольного изгиба (так называемый расчет по деформированной схеме) применяются дифференциальные уравнения, с помощью которых можно осуществить расчет здания по дискретно-континуальной модели. Поскольку влияние продольного изгиба на работу каркасно-панельных зданий не может быть значительным, что обеспечивается, в частности, контролем соответствующих показателей при проектировании, целесообразно использовать приближенные методы оценки этого фактора.

Влияние продольного изгиба для моделей с абсолютно жесткими связями сдвига рассчитывается по формулам

(5.13) — (5.15), умножая значения суммарных изгибающих моментов и бимоента на коэффициенты продольного изгиба φ

$$\varphi = 1 / (1 - \nu / \nu_{cr}). \quad (5.22)$$

где ν — безразмерный параметр вертикальной нагрузки, действующей на здание; ν_{cr} — критическое значение этого параметра, соответствующее нагрузкам, вызывающим потерю устойчивости пространственной несущей системы здания.

Безразмерные параметры вертикальной нагрузки зависят от величины этой нагрузки, суммарной жесткости здания и его высоты:

$$\begin{aligned} \nu_y &= H^2 \sum_{i=1}^n P_i / D_{ey}, \quad \nu_z = H^2 \sum_{i=1}^n P_i / D_{ez}, \\ \nu_0 &= H^2 \sum_{i=1}^u l_i^2 P_i / D_{e\omega}, \end{aligned} \quad (5.23)$$

где P_i — вертикальные нагрузки, действующие на все вертикальные элементы несущей системы здания (диафрагмы и колонны каркаса); l_i — расстояние от нагруженного элемента до начала координат ($l_i^2 = y_i^2 + z_i^2$); u — количество нагруженных элементов.

В формулах (5.23) следует применять реальные жесткости здания, обозначенные D_e , которые могут не совпадать с суммарными жесткостями расчетной схемы, вычисленными по формулам (5.8) — (5.12). Различные значения D и D_e наблюдаются в том случае, когда расчетная схема образуется путем введения сдвиговых швов, т. е. при диафрагмах сложной формы. Если несущая система здания включает только плоские диафрагмы, то $D_e = D$. Для зданий с диафрагмами сложной формы реальные суммарные жесткости можно вычислить по формуле

$$D_e = abs (M/K), \quad (5.24)$$

где K — значения вторых производных перемещений, определенные без учета продольного изгиба.

Приближенный деформационный расчет здания выполняется в следующей очередности. Сначала необходимо выполнить расчет без учета продольного изгиба, оценить реальные жесткости и, вычислив коэффициенты продольного изгиба и откорректировав значения суммарных моментов M_y, M_z и бимоента T , повторить расчет. Значения критических параметров вертикальной нагрузки равны

$$\nu_{cr} = 2,08 / (0,266 + \mu); \quad (5.25)$$

$$\mu = D_e / HR, \quad (5.26)$$

где μ — безразмерная характеристика податливости основания, равная нулю при абсолютно жестком основании, R — суммарная жесткость основания здания по формуле (5.41)

Параметры, используемые при выполнении расчетов с учетом продольного изгиба, можно применять в качестве критериев рациональности принятой в проекте конструктивной схемы. Безразмерные параметры ν и φ служат признаком эквивалентности жесткости несущей системы при поступательных перемещениях и при закручивании: жесткости примерно равны, если

$$\nu_y \approx \nu_z \approx \nu_0, \quad \varphi_y \approx \varphi_z \approx \varphi_0. \quad (5.27)$$

Очевидно, эквивалентность жесткостей нельзя оценить непосредственным сопоставлением суммарных жесткостей D_y, D_z и D_ω , поскольку изгибно-крутильная жесткость D_ω имеет другой физический смысл и другую размерность, чем жесткости при поступательном перемещении D_y и D_z . Следует избегать проектирование несущих систем здания, для которых значения коэффициентов продольного изгиба превышают 1,5.

5.4. Внутренние усилия и деформации

В результате статического расчета здания определены сдвигающие силы S_i в вертикальных швах и вторые производные перемещений K_y, K_z и K_0 изогнутой оси пространственной несущей системы здания. Задачей дальнейшего расчета является определение внутренних усилий, которые необходимы для выполнения проверок прочности, а также определение деформаций здания. Для этого находим изгибающие моменты M_{yi} и M_{zi} в плоскостях диафрагм, соответственно параллельных осям Y и Z . Они вычисляются по найденным значениям K :

$$M_{yi} = -(K_y + K_\omega z_i) B_{yi};$$

$$M_{zi} = -(K_z - K_0 y_i) B_{zi}. \quad (5.28)$$

Изгибающий момент считается положительным, если направление от центра диафрагмы к растянутому волокну совпадает с положительным направлением одно-

именной оси координат (рис. 5.6). Поперечные силы возникающие от горизонтальных нагрузок, в уровне заделки

$$Q_{yi}(H) = (\sum S_i(y_i - \hat{y}_i) + M_{yi})(a_y + 3)/2H;$$

$$Q_{zi}(H) = (\sum S_i(z_i - \hat{z}_i) + M_{zi})(a_z + 3)/2H, \quad (5.29)$$

где M_{yi}, M_{zi}, S_i — изгибающие моменты в диафрагме и сдвигающие силы в уровне заделки, возникающие в примыкающих к диафрагме швах, вызванные горизонтальными нагрузками; a_y, a_z — отношение нижней ординаты горизонтальной нагрузки к верхней.

Поперечные силы, возникающие от горизонтальных нагрузок, в любом уровне с относительной координатой $\xi = x/H$

$$Q(\xi) = Q(H)\xi(2 - (1-a)\xi)/(1+a). \quad (5.30)$$

Поперечные силы, возникающие от действия равномерно распределенных по высоте вертикальных нагрузок, постоянны по высоте здания

$$Q_{yi} = (\sum S_i(y_i - \hat{y}_i) + M_{yi} + P_i e_{yi})/H;$$

$$Q_{zi} = (\sum S_i(z_i - \hat{z}_i) + M_{zi} + P_i e_{zi})/H, \quad (5.31)$$

где M_{yi}, M_{zi}, S_i, P_i — изгибающие моменты в диафрагме и сдвигающие силы в примыкающих к ней швах, вызванные вертикальными нагрузками, а также значения вертикальных нагрузок в уровне заделки.

Поперечные силы считаются положительными, если направление их действия на верхнюю часть здания совпадает с направлением одноименной координатной оси (см. рис. 5.6).

Нормальная сила в диафрагме

$$N_i = P_i - \sum S_i. \quad (5.32)$$

В формулах (5.29), (5.31) и (5.32) суммирование производится для всех сдвигающих сил, действующих в вертикальных швах, примыкающих к i -й диафрагме, а сдвигающая сила S_i считается положительной, если она растягивает эту диафрагму. Приращение сдвигающих усилий в пределах одного этажа, именуемые в дальнейшем условием «этажные сдвигающие силы», вычисляются по формуле

$$\Delta S_i = S_i(H_1) - S_i(H_2), \quad (5.33)$$

где H_1, H_2 — расстояние от заделки диафрагмы до низа и верха расчетного этажа.

Рис. 5.6. Правило знаков внутренних усилий

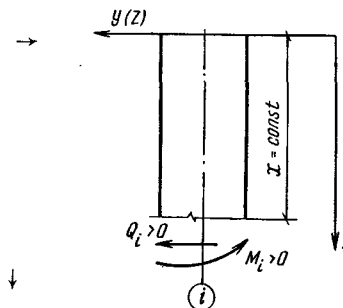
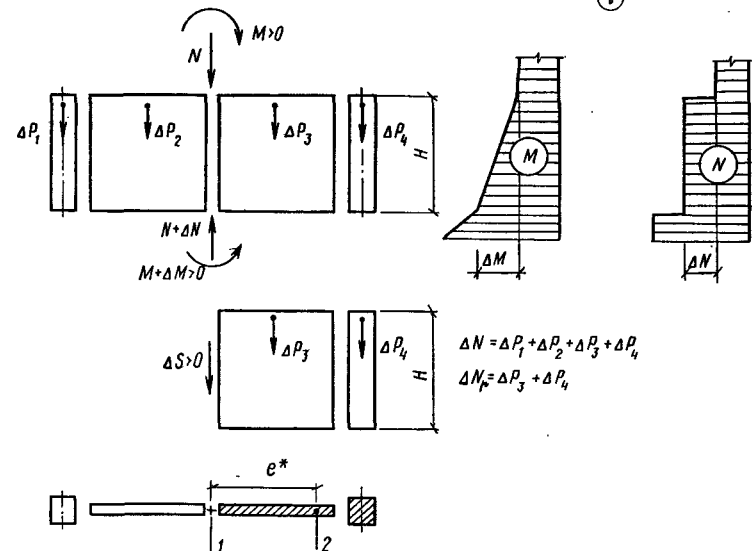


Рис. 5.7. Схема к расчету сдвигающих усилий в вертикальных швах

1 — центр тяжести плоской диафрагмы;
2 — то же, отсеченной части



При действии равномерно распределенных горизонтальных нагрузок этажные сдвигающие силы

$$\Delta S_i = S_i(H) ((H - H_1)^2 - (H - H_2)^2)/H^2, \quad (5.34)$$

а при действии вертикальных нагрузок

$$\Delta S_i = S_i(H)(H_2 - H_1)/H. \quad (5.35)$$

В перемычках и во внутренних вертикальных рядах закладных деталей в плоских диафрагмах этажные сдвигающие силы можно определять по формуле

$$\Delta S_i = m_{si} (\Delta M_i B_{xri} e_{ri} / B_i \pm \Delta N_i (B_{xri} / B_{xi} - \Delta N_{ri} / \Delta N_i)), \quad (5.36)$$

где $\Delta M_i, \Delta N_i$ — приращение изгибающего момента и продольной силы в диафрагме в пределах расчетного этажа; ΔN_i — часть полного приращения продольной силы, действующей на отсеченную часть диафрагмы; B_{xi}, B_i — осевая и изгибная жесткости плоской диафрагмы; B_{xri}, e_{ri} — осевая жесткость отсеченной части диафрагмы и расстояние от ее центра тяжести до центра тяжести плоской диафрагмы.

В формуле (5.36) принято следующее правило знаков (рис. 5.7). Сдвигающая сила в вертикальном шве считается положительной, если стремится повернуть отсеченную часть диафрагмы против часовой стрелки, изгибающий момент считается положительным, если растягивает левое волокно. Знак «плюс» в случае двойных знаков принимается при определении сдвигающей силы, действующей на часть диафрагмы, расположенной правее вертикального шва.

При определении приращения продольной силы ΔN и ее доли ΔN_i , необходимо учитывать не только вертикальные нагрузки, но и этажные сдвигающие силы, действующие в фиктивных швах, примыкающих к данной плоской диафрагме. Эти сдвигающие силы считаются положительными, если они сжимают диафрагму. При расчете этажных сдвигающих сил нужно учитывать следующие обстоятельства:

сдвигающие усилия в вертикальных швах из-за податливости закладных деталей несколько меньше, чем в конструкциях с абсолютно жесткими связями, поэтому в формуле (5.36) это различие приближенно учитывается с помощью коэффициента условий работы m_s . В формулы (5.34) и (5.35) коэффициент условий работы m_s вводить не нужно, так как он уже учтен при определении сдвигающих сил S ;

для диафрагм, зашпеленных в фундаментах, при любых жесткостях закладных деталей интенсивность сдвигающих усилий в уровне основания равна нулю (см. рис. 3.39 и 3.49). Эту особенность распределения сдвигающих усилий нельзя учесть с помощью элементарных методов, поэтому для практических расчетов предложено вычислять сдвигающие усилия несколько выше уровня основания. Анализ распределения усилий в диафрагмах жесткости показал, что отметку низа расчетного этажа следует принимать равной половине длины контура поперечного сечения диафрагм. Ниже этой отметки действительные значения сдвигающих сил меньше, чем при расчете по формулам (5.34) — (5.36), выше — практически совпадают.

Полные перемещения f_{tot} любой точки вершины здания с координатами y_k, z_k складываются из двух частей

$$f_{tot,k} = f_{bk} + f_{dk}, \quad (5.37)$$

где f_{bk} — перемещения точки k от изгиба несущих конструкций; f_{dk} — перемещения точки k от наклона фундаментов при податливом основании.

В свою очередь перемещения любой точки как от изгиба конструкций, так и от наклона фундаментов можно представить как сумму перемещений

$$f_{yk} = f_y + \theta z_k; f_{zk} = f_z - \theta y_k, \quad (5.38)$$

где f_y, f_z — поступательные перемещения начала координат в направлении осей Y и Z ; θ — угол закручивания вершины здания.

Поступательные перемещения начала координат и угол закручивания здания, происходящие от изгиба несущих конструкций,

$$f_{by} = \kappa K_y H^2; f_{bz} = \kappa K_z H^2; \theta_b = \kappa K_0 H^2, \quad (5.39)$$

где κ — коэффициент, учитывающий форму упругой линии здания, $\kappa = 1/4$ при действии равномерно распределенной горизонтальной нагрузки и $\kappa = 1/3$ при действии равномерно распределенных вертикальных нагрузок.

В формуле (5.39) величины K должны быть определены при действии нормативных нагрузок. В практических расчетах можно использовать значения K , определенных при действии расчетных нагрузок и деленных на коэффициент перегрузки. Поступательные перемещения f_{dy}, f_{dz} и угол закручивания θ_d в вершине здания, происходящие вследствие поворота фундаментов, зависят от суммарных жесткостных характеристик основания, суммарных моментов и бимоментов, действующих по подошве фундаментов:

$$f_{dy} = M_y H / R_y; f_{dz} = M_z H / R_z; \theta_d = -TH / R_\omega. \quad (5.40)$$

Для вычисления суммарных жесткостей основания необходимы величины жесткостей и отдельных фундаментов, численно равные моментам, вызывающим единичный наклон (крен) фундаментов. При грунтовом основании жесткость прямоугольного фундамента можно определить на основании рекомендаций СНиП 2.02.01—83 (по формуле (10) прил. 2).

Суммарные жесткости основания вычисляются по формулам:

$$R_y = \sum_{i=1}^m k_{yi}; \quad R_z = \sum_{i=1}^m k_{zi};$$

$$R_\omega = \sum_{i=1}^m (k_{yi} z_i^2 + k_{zi} y_i^2), \quad (5.41)$$

где i, m — номера и общее количество фундаментов.

Поскольку при проектировании зданий со связевым каркасом контролируются только перемещения, вызываемые кратковременными нагрузками (см. п. 5.6), в расчетах деформаций следует учитывать кратковременные жесткости диафрагм по формулам (5.37) — (5.40).

5.5. Проверка предельных состояний несущей системы

Прочность конструктивных элементов. После того как выполнены статические расчеты пространственной несущей системы здания и определены внутренние усилия, необходимо проверить несущую способность конструктивных элементов. Проверки выполняются как для нормальных сечений диафрагм, так и для связей сдвига (закладных деталей и перемычек). Прочность нормальных сечений для простейших плоских двухколонных диафрагм, входящих в состав пространственной несущей системы здания, можно определить по графику, построенному аналогично графику несущей способности внецентренно сжатого железобетонного элемента. С некоторым приближением в запас прочности ветви графика можно считать прямолинейными. Параметрами графика служат шесть величин (рис. 5.8): N_a — предельная продольная сила, воспринимаемая диафрагмой при равномерном сжатии; N_b — предельные продольная сила и изгибающий момент, соответствующие границе между первым и вторым случаями внецентренного сжатия; N_e, M_e — предельная продольная сила, действующая с эксцентриситетом, величина которого равна расстоянию от оси диафрагмы до оси сжатой колонны, и соответствующий ей изгибающий момент; M_f — предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением при отсутствии вертикальных сил.

Прочность плоской диафрагмы обеспечена, если точка с координатами (N, M) , где N и M — внутренние усилия, определенные в результате статического расчета

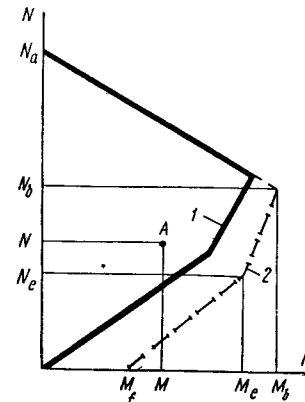


Рис. 5.8. График несущей способности диафрагмы

1 — при отсутствии анкеровки диафрагменной колонны в фундаменте; 2 — при полной анкеровке колонны

здания, лежит внутри графика прочности (см. рис. 5.8). Условия прочности диафрагмы можно выразить с помощью трех предельных неравенств:

$$\text{при } N_b < N < N_a \quad M m_{u1} + \alpha_1 N \leq W_1; \quad (5.42)$$

$$\text{при } N_e < N < N_b \quad M m_{u2} - \alpha_2 N \leq W_2; \quad (5.43)$$

$$\text{при } 0 < N < N_e \quad M - \alpha_3 N \leq W_3. \quad (5.44)$$

Параметры являются угловыми коэффициентами ветвей графика прочности и вычисляются по формулам:

$$\alpha_1 = M_b / (N_a - N_b); \quad (5.45)$$

$$\alpha_2 = (M_b - M_e) / (N_b - N_e); \quad (5.46)$$

$$\alpha_3 = (M_e - M_f) / N_e. \quad (5.47)$$

Правые части предельных неравенств имеют размерность момента. Они определяются так:

$$W_1 = \alpha_1 N_a; \quad (5.48)$$

$$W_2 = M_b - \alpha_2 N_b; \quad (5.49)$$

$$W_3 = M_e - \alpha_3 N_e. \quad (5.50)$$

Коэффициенты условий работы m_{u1} и m_{u2} в формулах (5.42) и (5.43) учитывают снижение несущей способности сборных диафрагм вследствие податливости

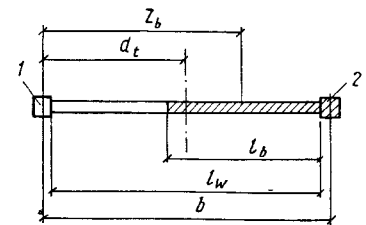


Рис. 5.9. Схема к определению предельных внутренних усилий в поперечном сечении диафрагмы
1 — менее сжатая колонна; 2 — более сжатая колонна

закладных деталей. Для диафрагм с абсолютно жесткими связями сдвига (монолитных) параметры несущей способности можно определять по рис. 5.9 и формулам:

$$N_a = r l_w + \Sigma N_{uc}; \quad (5.51)$$

$$N_b = N_{uc} + r l_b - N_{ut}; \quad (5.52)$$

$$M_b = N_{uc} + r l_b z_b - N_b d_i; \quad (5.53)$$

$$N_e = N_{uc} - N_{ut}; \quad (5.54)$$

$$M_e = N_{uc}(b - d_i) + N_{ut} d_i; \quad (5.55)$$

$$M_f = N_{ut} b, \quad (5.56)$$

где N_{uc}, N_{ut} — несущие способности колонн при сжатии и растяжении соответственно, определенные по СНиП 2.03.01—84 с учетом гибкости из плоскости и конструктивных особенностей; r — несущая способность единицы длины стенки диафрагмы; l_w — длина стенки диафрагмы; l_b, z_b — предельный размер сжатой зоны в стенке диафрагмы, соответствующий граничному значению относительной высоты сжатой зоны ξ_R (см. п. 3.12 СНиП II-21-75), а также плечо равнодействующей предельного усилия в сжатой стенке относительно оси менее сжатой колонны, в практических расчетах допустимо принимать $l_b = 0,5 l_w$; b — расстояние между осями колонн; d_i — расстояние от оси менее сжатой колонны до оси диафрагмы.

Конструкция типового узла соединения колонн каркасов серии ИИ-04 и 1.020-1 с фундаментами не обеспечивает передачу растягивающих усилий, поэтому при расчете прочности опорных сечений диафрагм следует принимать $N_{ut} = 0$. Тогда получаем

$$N_e = N_{uc}, \quad M_e = N_{uc}(b - d_i), \quad \alpha_3 = (b - d_i), \quad W_3 = 0,$$

и условие прочности (5.44) приобретает вид

$$M \leq N(b - d_i), \quad (5.57)$$

а график прочности — форму, показанную сплошной линией на рис. 5.8. Формула (5.57) выражает условие отсутствия растягивающих усилий в диафрагменной колонне и совпадает с условием устойчивости диафрагмы на опрокидывание вокруг оси более сжатой колонны.

Специальными мероприятиями, обеспечивающими анкерровку растянутых колонн в фундаментах, можно увеличить несущую способность диафрагмы. Распределенная несущая способность стенки на единицу длины ее сечения определяется с учетом изгибающих моментов из плоскости диафрагмы, возникающих в результате неравномерной загрузки полок диафрагмы или случайного эксцентриситета, обусловленного дефектами монтажа, смещением физического центра тяжести и другими фактора-

ми. При определении распределенной несущей способности стенки необходимо учитывать поддерживающее влияние колонн, которые стесняют свободную деформацию стенки из плоскости и соответственно уменьшают влияние продольного изгиба. В то же время стенка, для которой колонна служит своеобразным ребром жесткости, передает на колонну опорные реакции, вызывающие в ней дополнительные моменты и, следовательно, снижающие ее несущую способность.

Расчетные значения несущей способности стенки, определенные с некоторым запасом для диафрагм серии 1.020-1, составят: для этажа высотой 2,8 м — 950 кН/м; от 3,3 до 4,2 м — 800 кН/м; от 4,8 до 6 м — 600 кН/м. Прочность сборных диафрагм ниже прочности диафрагм с абсолютно жесткими соединениями стенок друг с другом и с колоннами, потому что под влиянием взаимных сдвигов элементов по вертикальным рядам податливых закладных деталей происходит деформация горизонтального сечения и изгибающие моменты в элементах сборной диафрагмы увеличиваются по сравнению с моментами в элементах жесткой диафрагмы. Степень влияния податливости закладных деталей при прочих равных условиях уменьшается по мере увеличения высоты здания.

Снижение прочности сборных диафрагм вследствие податливости закладных деталей в практических расчетах может учитываться с помощью коэффициентов условий работы m_{u1} и m_{u2} , введенных в формулы (5.42) и (5.43):

$$m_{u1} = (h + 0,25)/(h - 0,25); \quad (5.58)$$

$$m_{u2} = 1 + (m_{u1} - 1)(N - N_e)/(N_b - N_e). \quad (5.59)$$

Параметры графиков несущей способности плоских диафрагм (см. рис. 5.8) вычислены с учетом перераспределения усилий между конструктивными элементами. Однако в зданиях со сложной несущей системой диафрагмы, как правило, нагружены неодинаково и несоблюдение условий прочности (5.42) и (5.43) для одной из диафрагм еще не служит признаком предельного состояния всей несущей системы здания, поэтому расчеты по описанной методике не определяют всех резервов прочности конструкций зданий, а занимают промежуточное положение между расчетами по упругой стадии и

с учетом полного перераспределения усилий. Подобный случай наблюдается также при проверке отсутствия растяжения в диафрагменных колоннах (5.57), которое можно принимать в качестве одного из критериев обеспеченности несущей системы здания по первой группе предельных состояний. Неравенство (5.57) совпадает с условием устойчивости диафрагмы на опрокидывание. В практике проектирования встречаются случаи, когда для некоторых диафрагм, составляющих несущую систему здания, условие прочности, рассчитанное по формуле (5.57), не выполняется, в то время как для остальных диафрагм они соблюдены с запасом. В подобной ситуации несоблюдение условия устойчивости на опрокидывание для отдельных диафрагм заведомо не может служить признаком потери несущей способности здания, и целесообразно выполнять суммарную проверку на опрокидывание всей пространственной несущей системы здания, тем более что для формулировки условия суммарной устойчивости положения не требуется никаких дополнительных сведений о действительной работе конструкций.

Условие устойчивости на опрокидывание пространственной несущей системы здания сводится к проверке трех неравенств

$$\begin{aligned} \varphi_y(M_y) &\leq \sum_{i=1}^m N_i d_{cyi} & \varphi_z(M_z) &\leq \sum_{i=1}^m N_i d_{czi}; \\ \varphi_0 T &\leq \sum_{i=1}^m N_i (d_{cyi} z_i - d_{czi} y_i), \end{aligned} \quad (5.60)$$

где d_{cyi}, d_{czi} — расстояние от центра тяжести диафрагмы до точки, вокруг которой происходит опрокидывание; M_y, M_z, T — суммарные моменты и бимомент внешних нагрузок.

Для выполнения проверки условий (5.60) вначале необходимо произвести статический расчет здания и определить для каждой диафрагмы сжатую колонну, от оси которой следует отсчитывать расстояния d_{cyi}, d_{czi} . Применяя условие (5.60), диафрагмы сложной формы следует рассматривать как единое целое. Для диафрагм с горизонтальными растворными швами необходима проверка нормальных сечений на сдвиг по условию

$$Q_i \leq f N_i + Q_{us}, \quad (5.61)$$

где Q_i — поперечная сила в диафрагме; f — коэффициент трения,

значение которого с некоторым запасом можно принять 0,5; N_i — продольная сила в диафрагме; Q_{us} — суммарная прочность диафрагменных колонн на срез.

Сопротивление диафрагменных колонн срезу допустимо определять с запасом прочности по формуле

$$Q_{us} = R_t \Sigma A, \quad (5.62)$$

где R_t — расчетное сопротивление бетона при растяжении; ΣA — суммарная площадь колонн.

Проверку на сдвиг нужно выполнять для верхнего горизонтального растворного шва. Прочность закладных деталей в вертикальных швах проверяется из условия

$$\Delta S \leq \Delta S_u, \quad (5.63)$$

где ΔS — суммарное сдвигающее усилие в закладных деталях одного этажа или усиле в перемычке; ΔS_u — суммарная несущая способность закладных деталей одного этажа или несущая способность перемычки.

Несущая способность одной закладной детали сборных железобетонных диафрагм каркаса серии 1.020-1 составляет 150 кН. При высоте этажа 2,8 и 3,3 м устанавливаются три закладные детали, при высоте этажа 3,6 или 4,2 м — четыре. Несущая способность перемычек типовых диафрагм жесткости при ширине дверного проема 1,32 м и его высоте 2,14 м для этажей высотой 2,8; 3,3; 3,6 и 4,2 м соответственно равна 145, 295, 385 и 575 кН. При других размерах дверного проема или при необходимости применить нетиповой проем следует подбирать армированные перемычки с учетом того, что от воздействия усилий ΔS в опорных сечениях возникают моменты, равные $0,5 \Delta S l$ (l — пролет перемычки).

5.6. Предельные состояния второй группы

Помимо проверок прочности элементов несущих систем каркасно-панельных зданий, рассмотренных в п. 5.5, необходимо также выполнять проверки обеспеченности конструкций по второй группе предельных состояний, что гарантирует нормальную эксплуатацию здания на всем протяжении срока его службы. В практике проектирования принято контролировать прогиб вершины здания по условию

$$f \leq f_{adm}, \quad (5.64)$$

где f — прогиб вершины здания, вычисленный по формулам (5.37) — (5.40); f_{adm} — допустимое значение прогиба.

Для зданий с типовыми связевыми каркасами серий ИИ-04 и 1.020-1 сложилась традиция проверять прогиб от деформаций несущих конструкций и от деформаций податливого основания в отдельности, принимая допустимое значение для каждой из этих величин, равной $f_{adm} = 0,001 H$ (где H — высота здания). При этом прогибы вычисляются только от кратковременных нагрузок.

Критерий (5.64) неоднократно подвергался критике, поскольку он не имеет строгого обоснования и не регламентирован нормативными документами. Выдвинуты предложения по замене условия (5.64) иными показателями, например, контролем перекосов несущих конструкций. Перекосы конструкций приводят к изменению длин диагоналей конструктивных ячеек вследствие углов наклона диафрагм жесткости. Они зависят также от размеров ячеек и их положения в здании. Перекос ячейки как показатель второго предельного состояния имеет достаточно четкое физическое содержание — при чрезмерных перекосах возможны нарушения эксплуатационных функций наружных стен и перегородок здания: раскрытие швов, в результате которого частично или полностью теряется изоляция помещений; появление дефектов, не отражающихся на несущей способности здания, но требующих ремонта и т. п. Однако, чтобы пользоваться данным критерием, необходимо иметь полную информацию о допустимых значениях перекосов для различных видов ограждающих конструкций и их стыков, которая в настоящее время отсутствует и может быть накоплена только в результате обширных специальных исследований. Проверку перемещения верха здания следует производить по формуле (5.64), рассматривая ее как комплексный эмпирический критерий обеспеченности всех элементов конструктивной системы здания по второй группе предельных состояний.

Действующими нормами проектирования строительных конструкций предусмотрено ограничение ускорения свободных колебаний верхних этажей зданий. Методы определения ускорений описаны в гл. 3 и могут непосредственно применяться при расчете каркасно-панельных зданий. Контроль ускорений необходим только для ответственных и очень высоких зданий.

5.7. Автоматизация инженерных расчетов при проектировании зданий с применением типовых конструкций

На основе изложенных (см. пп. 5.2, 5.5) алгоритмов в ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов разработана программа ПРИКАЗ автоматизированного расчета здания со связевым каркасом серии 1.020-1. Программа оформлена в качестве стандартной и передана в отраслевой фонд алгоритмов и программ Госгражданстроя (шифр 1-009). Программа осуществляет статический расчет пространственной несущей системы здания и необходимые проверки прочности конструктивных элементов. Расчетная схема здания подготавливается на основе конструктивной. При составлении расчетной схемы принята следующая терминология:

отдельно стоящая диафрагма — конструкция, состоящая из сборных или монолитных столбов, связанных сварными стыками или надпроемными перемычками. Отдельно стоящие диафрагмы объединены дисками перекрытий в пространственную несущую систему;

столб — вертикальный элемент диафрагмы. В качестве столбов рассматриваются колонны, ряды глухих стеновых панелей или простенков панелей с проемами;

шов — вертикальный ряд сварных стыков или перемычек;

двухколонная диафрагма — конструкция, состоящая из двух колонн и стенового заполнения. Обозначение введено потому, что в программе предусмотрены проверки прочности только плоских двухколонных диафрагм.

В программе предусмотрено, что на фундамент может опираться одна или несколько отдельно стоящих диафрагм. На расчетной схеме выполняется нумерация столбов, швов, отдельно стоящих диафрагм и фундаментов. Характеристикой столбов служат длина и ширина поперечного сечения и модуль упругости материала. По указанным признакам столбы делятся на типы.

Для описания здания применяется ортогональная система координат, оси которой направляются по разбивочным осям плана здания. Программа имеет следующие ограничения: количество столбов и швов должно быть не более 80; вариантов вертикальных загрузок — не более 2; вариантов горизонтальных загрузок — не более 6; двухколонных диафрагм, проверяемых по прочности — не более 40; угловых точек плана здания —

не более 25; фундаментов под диафрагмы жесткости — не более 30; отдельно стоящих диафрагм — не более 30; типов столбов — не более 40.

Коэффициенты жесткости фундаментов должны быть пропорциональны жесткостям, опирающихся на них диафрагм (с погрешностью до 20%). Все этажи здания должны иметь одинаковую конструктивную схему, при этом проемы в стенах должны быть расположены одинаково во всех этажах. Характеристики столбов не должны меняться по высоте. Допускается считать характеристики одинаковыми, если они различаются не более чем на 30%, при этом в расчет вводятся характеристики, соответствующие нижнему сечению.

Программа разработана на языке PL/1 для ЕС ЭВМ в системах программирования ДОС и ОС ЕС. Программа использует основную память объемом 250 Кбайт. Внешняя память программой не используется. Время счета одной задачи составляет в среднем 5—10 мин. Все расчеты выполняются для нескольких (обычно — восьми) комбинаций вертикальных и горизонтальных нагрузок. Необходимое количество загрузок и их содержание определяется расчетчиком, исходя из конкретных особенностей задачи.

Статический расчет здания включает определение сдвигающих усилий в вертикальных швах и вторых производных перемещений пространственной несущей системы здания в результате решения системы уравнений (5.17) — (5.20) с учетом продольного изгиба по п. 5.3, определение внутренних усилий в диафрагмах жесткости по указаниям п. 5.4 и деформаций вершины здания по формулам (5.37) — (5.40). Расчет прочности диафрагм по нормальному сечению программой выполняется по формулам п. 5.5 для каждой двухколонной диафрагмы, обозначенной на расчетной схеме.

На рис. 5.10 показан график несущей способности диафрагмы и возможные положения точек 1—5, характеризующих усилия в сечении. Если точка 1 лежит внутри графика, то прочность сечения обеспечена, характеристикой запаса прочности γ служит отношение ординаты точек 1' и 1. Если точка находится за пределами графика, выше линии ОС (точки 2 и 3), то программой последовательно наращивается несущая способность колонн проверяемой диафрагмы ступенями по 250 кН, вычисляются параметры нового графика и снова проверяется положение точки относительно

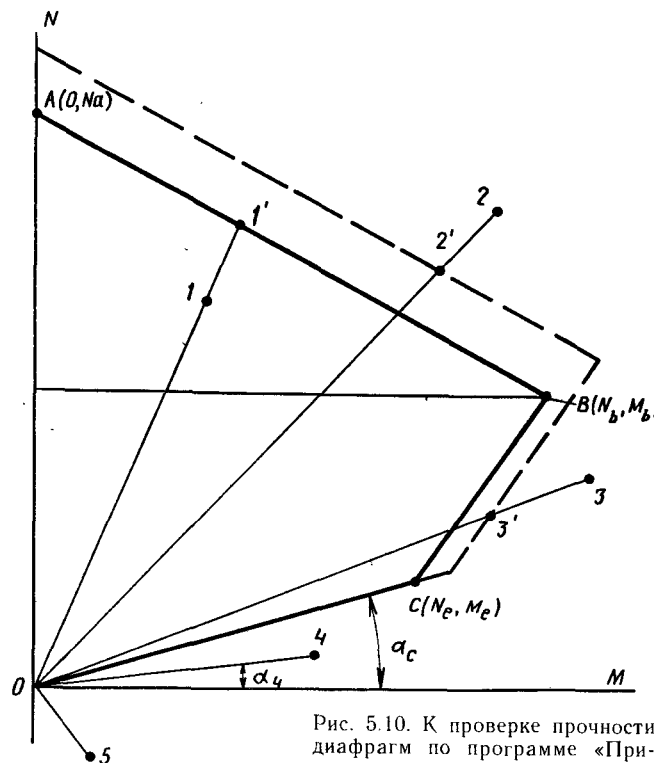


Рис. 5.10. К проверке прочности диафрагм по программе «Приказ»

нового графика. Если при предельном значении несущей способности колонн точка оказывается за пределами графика, программа печатает сообщение «прочность не обеспечена» и выводит величину отношения ординаты точек 2' и 2 (3' и 3).

Если точка 4 лежит ниже линии ОС, имеет место растяжение в колонне. Программа выводит сообщение «растяжение в колонне» и значение $\gamma = \text{tg} \alpha_4 / \text{tg} \alpha_c$.

Если точка 5 лежит ниже линии ОС, программа печатает сообщение «сечение растянуто». При наличии растяжения в колонне или в сечении в целом, необходимо принимать меры по устранению причин, вызвавших растяжение, или предусмотреть конструктивные решения, обеспечивающие анкеровку диафрагменных колонн.

Расчет прочности закладных деталей или перемычек выполняется сравнением величины сдвигающего усилия

в пределах одного (заданного) этажа с суммарной прочностью закладных деталей или прочностью перемычки данного этажа. Отметку низа расчетного этажа следует принимать равной половине длины контура поперечного сечения отдельно стоящей диафрагмы. Деформации здания выводятся программой отдельно от изгиба конструкций и от податливости основания.

ГЛАВА 6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ И УЗЛОВ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

6.1. Конструкции наружных и внутренних стен

Наружные стены по характеру работы под нагрузкой могут быть навесными и несущими. Несущими называются стены, которые помимо вертикальной нагрузки от собственного веса воспринимают и передают на фундамент нагрузки от смежных конструкций (перекрытий, покрытий и пр.). Навесными называются стены, которые полностью передают нагрузку от собственного веса в уровне каждого этажа на несущие конструкции зданий.

Прочность панельных стен следует, как правило, обеспечивать прочностью бетона без учета сопротивления арматуры. Усиление стен расчетной арматурой допускается производить на участках, ослабленных примыкающими проемами, или же при необходимости сохранения в нижних этажах принятой для зданий толщины стен, если это технологически или экономически не обеспечивается выбором бетона необходимого класса.

Стеновые панели, прочность горизонтальных сечений которых обеспечивается только сопротивлением бетона, называются бетонными; панели, прочность горизонтальных сечений которых обеспечивается совместно сопротивлением бетона и арматуры, — железобетонными.

Ненесущие (навесные) стены выполняются из панелей однослойной, двухслойной и трехслойной конструкций. Многослойные панели предпочтительнее однослойных, так как они обеспечивают лучшее сопротивление теплопередаче. В связи с этим приведенные затраты на стены из трехслойных панелей меньше, хотя изготовление трехслойных панелей более трудоемко; в них также меньше

расход бетона, чем в однослойных. Кроме того, многослойные панели позволяют почти полностью исключить влияние температурного перепада на внутренние несущие конструкции здания. Для этой цели соединение слоев панели должно быть податливым, допускающим независимую температурную деформацию наружного слоя.

Навесные стеновые панели, не участвующие в работе несущей системы многоэтажного здания в целом, рассчитываются на действие усилий, возникающих при изготовлении, транспортировании и монтаже; в готовом здании панели и их соединения с другими элементами несущей системы должны воспринимать собственный вес, ветровую нагрузку (ветровой напор и отсос), а также температурные и сейсмические воздействия.

Внутренние стены проектируются несущими или ненесущими; ненесущая внутренняя стена называется перегородкой.

В несущих стеновых панелях площадь поперечного сечения вертикальной и горизонтальной арматуры у каждой из сторон должна быть в среднем не менее $0,2 \text{ см}^2/\text{м}$ соответствующего сечения панели. Конструктивно бетонные панели внутренних стен армируются пространственными блоками, собираемыми из плоских или гнутых вертикальных и горизонтальных каркасов (рис. 6.1). Расстояние между вертикальными каркасами

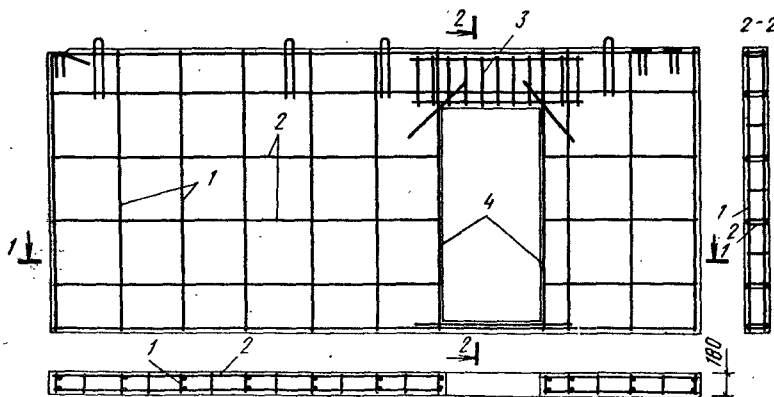


Рис. 6.1 Внутренняя несущая стеновая проемная панель

1—каркасы вертикальные, 2—то же, горизонтальные; 3—каркасы в перемычке, 4—контурные каркасы

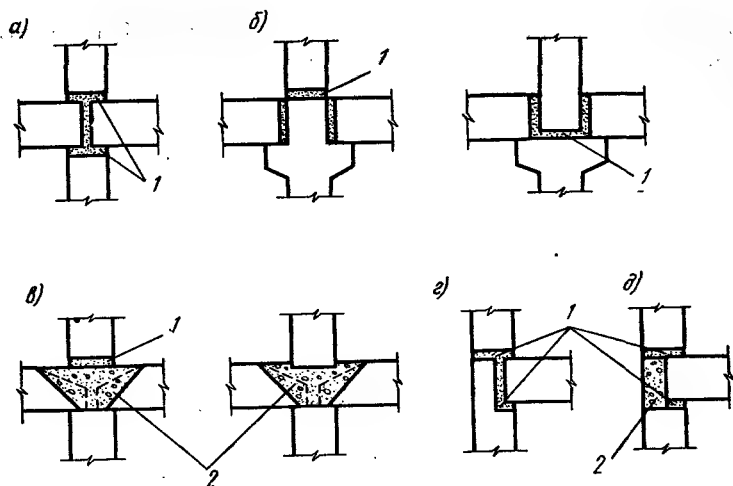


Рис. 6.2. Горизонтальные растворные стыки панелей внутренних стен
а — платформенный стык; б — контактные стыки; в — монолитные стыки; г — комбинированный контактно-платформенный стык; д — комбинированный монолитно-платформенный стык; 1 — раствор; 2 — бетон

принимается не более 1500 мм; горизонтальные каркасы должны быть сверху и внизу панели. В панелях с проемами, кроме того, следует устанавливать вертикальные каркасы по граням проемов и каркасы армирования перемычек, продольные стержни которых заводятся за грань проема не менее чем на 500 мм.

Железобетонные панели, прочность которых обеспечивается совместно сопротивлением бетона и арматуры, армируются поперечными вертикальными каркасами, располагаемыми с шагом не более 400 мм. Внутренние стеновые панели опираются друг на друга с помощью стыков различной конструкции (рис. 6.2).

Платформенное опирание применяется при сплошных панелях перекрытий. При больших нагрузках на стык или при пустотных перекрытиях применяются контактные стыки с консолями или монолитные и комбинированные контактно-платформенные и комбинированные монолитно-платформенные стыки. В монолитных стыках крайние ребра многопустотных плит перекрытий образуют пальцы, опирающиеся на стеновые панели. Эти пальцы рассматриваются на собственную массу плиты и монтажную нагрузку. После замоноличивания стык работает на рас-

четную нагрузку полным сечением. В платформенных стыках плиты перекрытий необходимо укладывать на слой раствора, в других стыках допускается опирание плит перекрытий насухо.

Раствор горизонтальных швов назначается расчетом на силовые воздействия, прочность бетона замоноличивания принимается по расчету и назначается не ниже прочности стыкуемых стеновых панелей.

6.2. Основные положения по расчету несущих внутренних стен

Усилия в стенах находятся из общего расчета несущей системы многоэтажного здания (см. гл. 3). Прочность горизонтальных сечений панелей проверяется в середине высоты этажа и в уровне стыков. Во избежание образования сквозных горизонтальных трещин стены следует проектировать так, чтобы эксцентриситеты продольной (вертикальной) силы были малы. Опыт проектирования показывает, что в большинстве случаев оба эксцентриситета оказываются именно такими. Найденные в результате расчета несущей системы усилия в горизонтальном сечении стены могут быть приложены по одной из схем (рис. 6.3).

При загрузении элемента по рис. 6.3, а векторы внешних сил проходят через центр изгиба (центр кручения, центр жесткости, геометрический центр). В этом случае нормальные напряжения в угловых наиболее загруженных точках при упругой работе материала определяются по формуле

$$\sigma = N(1 + 6e_z/t + 6e_y/l)/A \leq N_c/A, \quad (6.1)$$

где $e_z = M_z/N$; $e_y = M_y/N$; N_c — продольная сила, которая может быть воспринята сечением при центральном ее приложении.

Если рассмотреть действие только силы N_z , то

$$N_z(1 + 6e_z/t)/A = N_c/A; \quad (6.2)$$

при действии только силы N_y

$$N_y(1 + 6e_y/l)/A = N_c/A. \quad (6.3)$$

В последних формулах N_z и N_y — продольные силы, которые будучи приложенными порознь, могут быть восприняты сечением при заданных эксцентриситетах

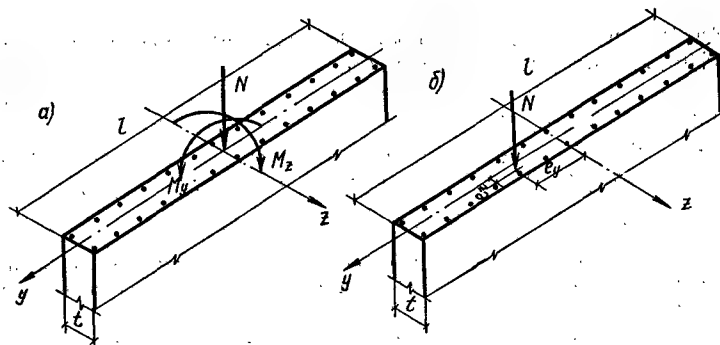


Рис. 6.3. Схемы приложения нагрузок при косом внецентренном сжатии

а — без бимомента; б — с бимоментом

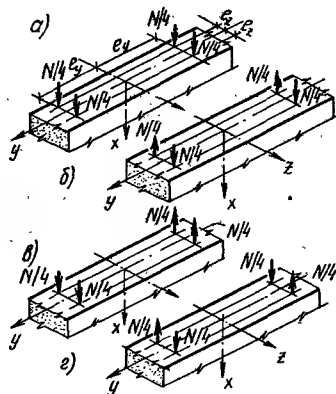


Рис. 6.4. Общий случай внецентренного сжатия

а — сила N ; б — изгибающий момент M_x ; в — изгибающий момент M_y ; г — бимомент $T = Ne_z e_z$

e_z и e_y ; очевидно, при этом $N_z > N$, $N_y > N$, но $N_z < N_c$, $N_y < N_c$.

Из формул (6.1), (6.2) и (6.3) следует

$$N \leq [(N_z)^{-1} + (N_y)^{-1} - (N_c)^{-1}]^{-1}. \quad (6.4)$$

При загрузении элемента по схеме рис. 6.3, б перенос силы N в центр изгиба сопровождается моментами $M_z = Ne_z$, $M_y = Ne_y$ и бимоментом $T = Ne_z e_y$ (рис. 6.4).

В этом случае наибольшее напряжение в угловой точке составит

$$\sigma = N(1 + 6e_z/t + 6e_y/l + 36e_z e_y/tl)/A \leq N_c/A. \quad (6.5)$$

Из формул (6.2), (6.3) и (6.5) следует

$$N \leq N_z N_y / N_c. \quad (6.6)$$

Составляющие N_z, N_y, N_c в формулах (6.4) и (6.6)

для бетонных сечений вычисляются по нормам для бетонных и железобетонных конструкций.

Для железобетонных сечений с арматурой, распределенной по длине, можно также пользоваться этими нормами при малых эксцентриситетах, вводя приведенное сопротивление бетона сжатию

$$R_{b,red} = R_b + \mu_s R_{sc},$$

где R_b — призменная прочность бетона; μ_s — коэффициент армирования продольной (вертикальной) арматурой; R_{sc} — сопротивление продольной (вертикальной) арматуры сжатию.

Прочность опорных сечений стеновых панелей при центральном сжатии проверяется по формуле

$$N_{cs} = R_{bs} A_{bs} m m_s, \quad (6.7)$$

где R_{bs} — расчетная прочность бетона стеновой панели в опорной зоне; A_{bs} — площадь опорной зоны стыка; m — коэффициент, учитывающий прочность горизонтального растворного шва; m_s — коэффициент, учитывающий особенности конструкции стыка.

При внецентренном сжатии прочность опорных зон панелей проверяется по формулам (6.4) и (6.6), в которых N_{cs} вычисляется по (6.7), а N_z и N_y заменяются на

$$N_{zs} = N_{cs}(1 - 2e_{zs}/t); \quad N_{ys} = N_{cs}(1 - 2e_{ys}/l).$$

6.3. Надпроемные перемычки и вертикальные стыки

Надпроемные перемычки рассчитываются на изгиб от вертикальной нагрузки (от опирающихся на перемычку перекрытий, балконов и т. п.) и на усилия от горизонтальных ветровых нагрузок, определяемых по формулам гл. 3.

Прочность по нормальным сечениям проверяется в местах защемления перемычки в простенках и по середине пролета; этот расчет выполняется по нормам для железобетонных конструкций. Армирование продольной арматурой внизу и вверху перемычки назначается в соответствии с огибающей эпюрой изгибающих моментов. Для нормальных сечений проверяется также ширина раскрытия трещин.

Прочность наклонных сечений, армированных хомутами, проверяется по формуле

$$Q \leq R_b h_0 t g \alpha + q_{sw} c, \quad (6.8)$$

где t — толщина стенки перемычки; h_0 — рабочая высота перемычки;

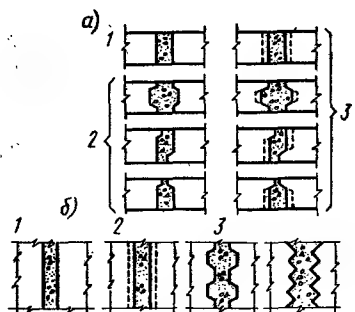


Рис. 6.5. Вертикальные стыки внутренних стеновых панелей
а — планы; б — вертикальные разрезы;
1 — бесшпоночный с плоскими торцами стеновых панелей; 2 — бесшпоночный с профилированными торцами стеновых панелей; 3 — шпоночный

R_b — сопротивление бетона осевому растяжению; c — длина горизонтальной проекции диагональной трещины, равная пролету перемычки, но не более $1,5 h_0$; $\operatorname{tg} \alpha = z/c > 0,6$; z — плечо внутренней пары — расстояние между крайними продольными стержнями в перемычке; q_{sw} — усилие в хомутах на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения.

Вертикальные стыки между панелями несущих стен должны обеспечивать восприятие усилий сдвига, сжатия и растяжения.

В зависимости от формы соединяемых в стыке торцов различаются бесшпоночные и шпоночные вертикальные стыки (рис. 6.5). В бесшпоночных стыках вертикальные торцы стеновых панелей имеют плоскую или профилированную форму, постоянную по всей высоте стены. При шпоночных стыках на плоских или профилированных вертикальных торцах стеновых панелей имеются местные углубления или выступы, за счет которых после замоноличивания стыка бетонной смесью или раствором образуется шпоночное соединение.

6.4. Перекрытия. Общие сведения

Конструкции междуэтажных перекрытий должны отвечать требованиям прочности, жесткости, трещиностойкости, огнестойкости, изоляции от воздушного и ударного звуков, быть эффективными в технико-экономическом отношении. Междуэтажные перекрытия состоят из несущей части и пола.

Несущая часть проектируется из плоских (сплошных или пустотных) железобетонных плит — панелей с предварительным напряжением арматуры или без предварительного напряжения.

Размеры панелей принимаются максимально допусти-

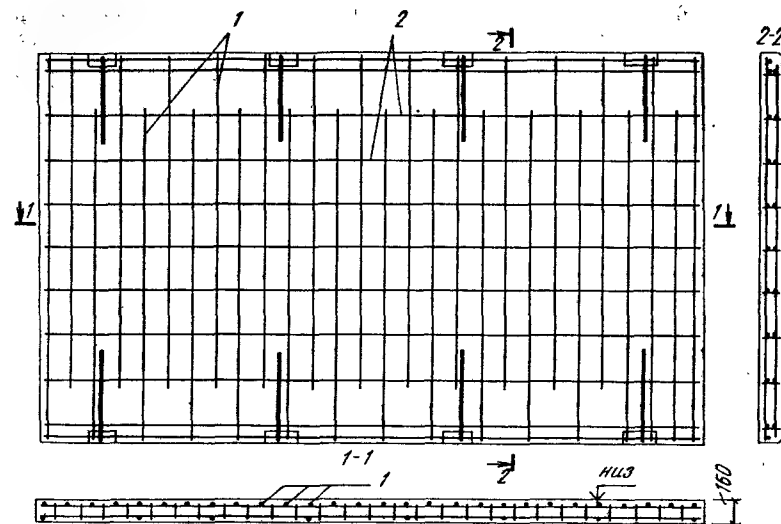


Рис. 6.6. Железобетонная сплошная панель перекрытия

1 — рабочая арматура в коротком направлении; 2 — то же, в длинном

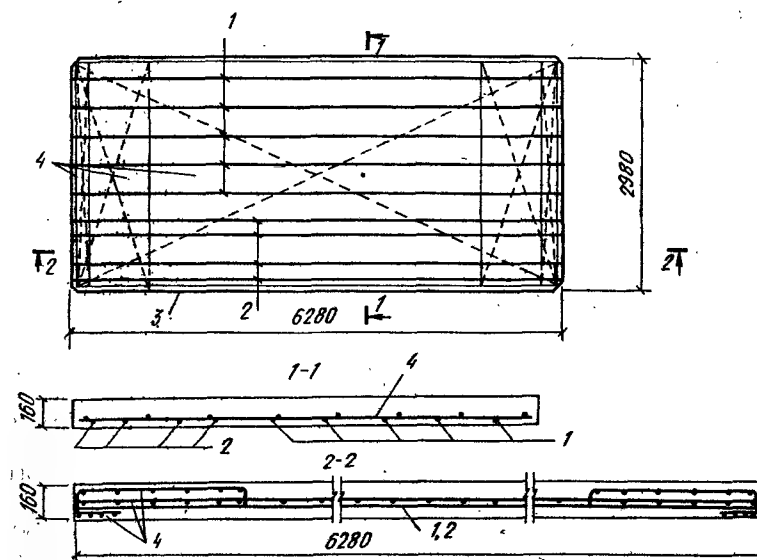


Рис. 6.7. Железобетонная сплошная панель перекрытия с опиранием по трем сторонам

1 — напрягаемая арматура $5\varnothing 10$ Ат-V; 2 — то же; $4\varnothing 12$ Ат-V; 3 — свободный край; 4 — арматурные сетки

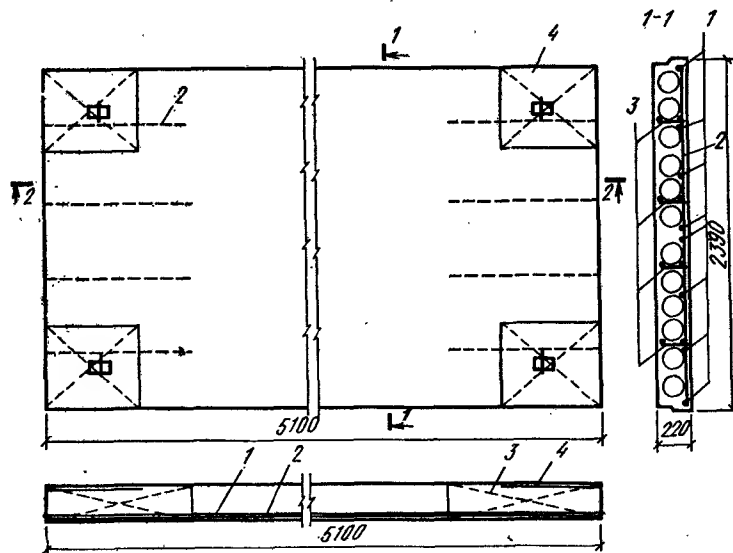


Рис. 6.8. Предварительно напряженная круглопустотная панель перекрытия

1 — напрягаемая арматура $8\varnothing 10$ А-IV; 2 — нижняя сетка; 3 — поперечная арматура; 4 — верхние сетки

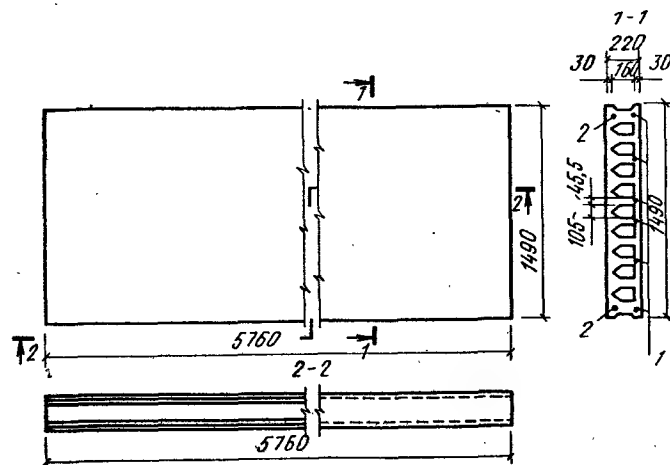


Рис. 6.9. Предварительно напряженная панель перекрытия безопалубочного (непрерывного) формования

1 — нижняя напрягаемая арматура класса К-7; 2 — то же, верхняя

мыми по условиям изготовления, транспортирования и монтажа. При этом определяющими расход арматуры должны быть эксплуатационные усилия, поэтому число и расположение монтажных петель для строповки должно исключать необходимость дополнительного армирования на монтажные и транспортные воздействия.

Панели перекрытий могут опираться на две, три и четыре стороны (по контуру). Соответственно этому обуславливается степень работы плиты в двух направлениях; наиболее экономичной будет панель, опирающаяся по контуру (при прочих одинаковых условиях).

На изгиб от вертикальной нагрузки, если специальными мерами не гарантировано защемление или неразрезность, перекрытие рассчитывается как свободно (шарнирно) опертое, в том числе и при наиболее распространенном в панельных зданиях опирании — платформенном (см. рис. 6.2). Последнее объясняется тем, что возможны случайные эксцентриситеты в соседних стенах, направленные друг к другу, и, следовательно, создающие положительный момент в пролете перекрытия.

Наибольшее распространение в практике многоэтажного строительства получили сборные сплошные (рис. 6.6 и 6.7) и круглопустотные (рис. 6.8) панели перекрытий, для выпуска которых создана мощная база стройиндустрии. В последнее время осваивается выпуск и применение панелей перекрытий безопалубочного формования, отличающихся пониженной металлоемкостью и трудоемкостью изготовления (рис. 6.9) по сравнению с производимыми по традиционной технологии.

6.5. Изгиб перекрытия вертикальными нагрузками

Панели перекрытий в несущей системе многоэтажного здания рассчитываются, в первую очередь, на действие вертикальных нагрузок (собственный вес панелей, вес пола, временная нагрузка и т. д.), которые в большинстве случаев могут рассматриваться как равномерно распределенные по площади или приводиться к таковым. С точки зрения восприятия перекрытиями силовых воздействий можно определить три уровня сложности расчетов.

На первом уровне панель перекрытия рассматривается отдельно, вне связи ее с другими элементами

несущей системы; панель рассчитывается на действие нагрузок, приложенных непосредственно к ней. Для этого уровня работы панелей в рабочих чертежах на них указываются требования по прочности, трещиностойкости и жесткости, которые обеспечиваются средствами неразрушающего контроля или проверяются силовыми нагружениями отдельных панелей.

На втором уровне перекрытия рассматривается как часть перекрытия одного этажа в неразрывной связи с другими однотипными панелями и другими элементами перекрытия. На действие вертикальных нагрузок рассчитывается целый фрагмент перекрытия с учетом совместной работы отдельных элементов.

На третьем уровне перекрытия в целом считаются составными элементами всей несущей системы многоэтажного здания, воспринимающего вертикальные и горизонтальные нагрузки. При этом перекрытия, в зависимости от целей расчета, могут идеализироваться и рассматриваться абсолютно жесткими в своей плоскости и гибкими из плоскости (например, при расчетах несущей системы на действие горизонтальных нагрузок). По мере развития теории расчета несущих систем многоэтажных зданий перекрытия вводятся в расчет с реальными характеристиками жесткости в плоскости и из плоскости.

Расчеты перекрытий на изгиб вертикальными нагрузками могут быть отнесены к первому уровню сложности.

При расчете различают перекрытия, работающие на изгиб из плоскости в одном и двух направлениях (рис. 6.10).

Если панель опирается только по двум противоположным сторонам или по четырем сторонам при соотношении сторон панели $l_2:l_1 > 3$, то она рассчитывается как работающая в одном направлении вдоль пролета l_1 по балочной схеме (см. рис. 6.10,а). В этом случае вырезается расчетная полоса единичной ширины с пролетом l_1 , усилия в которой вычисляются по элементарным формулам и расчет сечений выполняется по нормам проектирования железобетонных конструкций.

При опирании панели по контуру с соотношением сторон $l_2:l_1 \leq 3$ (см. рис. 6.10,б) она рассчитывается как работающая в двух направлениях.

При опирании панели перекрытия по трем сторонам различают два случая (см. рис. 6.10,в,г). При соотношении сторон $l_3:l_1 \leq 1,5$ вся панель рассчитывается

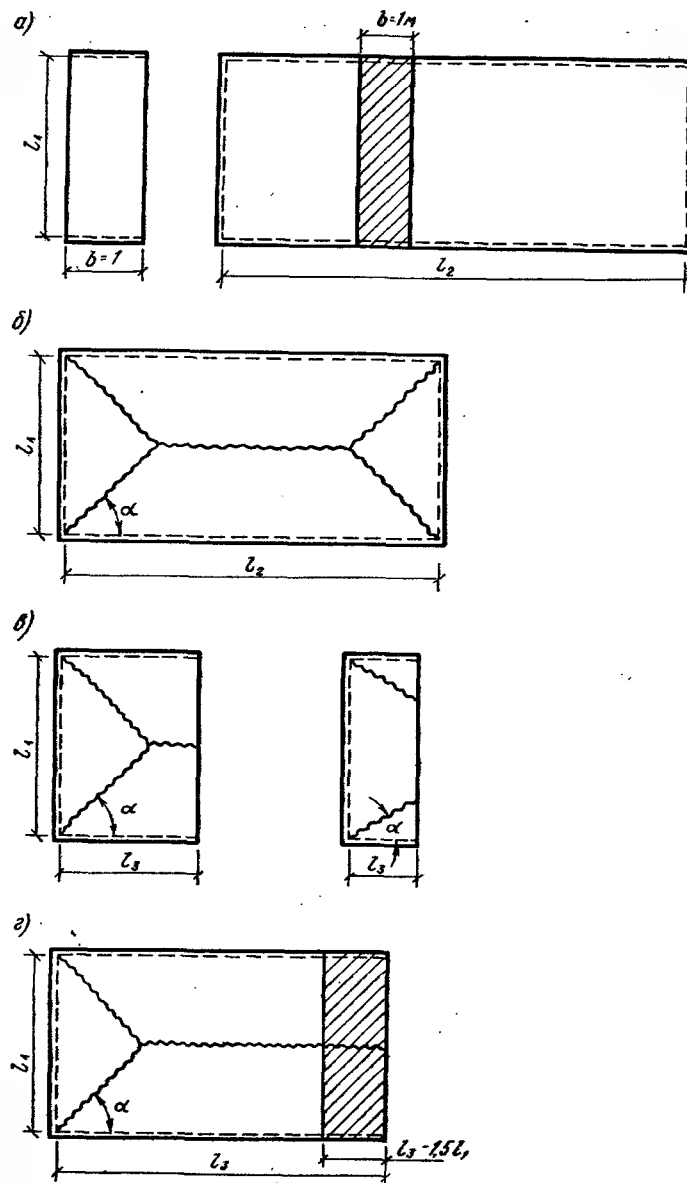


Рис. 6.10. Классификация перекрытий по характеру работы при вертикальной нагрузке

а — балочные; б — опертые по всему контуру; в, г — опертые по трем сторонам

как работающая в двух направлениях (см. рис. 6.10,в). При соотношении сторон $l_3 : l_1 > 1,5$ (см. рис. 6.10,г) выделяются два участка — балочный шириной $l_3 - 1,5l_1$ с пролетом l_1 и участок, рассчитываемый в двух направлениях с опиранием по трем сторонам. Расчет плит, работающих в двух направлениях, наиболее просто выполняется методом предельного равновесия. При действии на плиту равномерно распределенной нагрузки по всей площади основное уравнение метода предельного равновесия для расчета прочности имеет вид

$$qV = \sum m_i l_i \theta_i \quad (6.9)$$

где q — интенсивность равномерно распределенной нагрузки, кН/м²; V — объем фигуры, получившейся в результате излома плиты на отдельные жесткие звенья; m_i — погонный изгибающий момент по i -й линии пластического деформирования (пластического шарнира); l_i — длина i -го линейного пластического шарнира; θ_i — угол поворота соответствующего звена в i -том линейном пластическом шарнире.

С помощью уравнения (6.9) решаются две задачи: проверяется прочность плиты при заданных сечениях и их армировании, т. е. отыскивается нагрузка q при известных значениях изгибающих моментов m_i ; подбираются сечения (обычно арматуры) по характерным направлениям при заданной нагрузке q , т. е. отыскиваются величины m_i и по ним армирование; если моменты принимаются разными по различным сечениям, то вводятся соотношения между ними и все они выражаются через один искомый изгибающий момент.

Для многих расчетных случаев, встречающихся в практике проектирования, составлены готовые формулы; в нестандартных случаях загрузки или условий опирания плит целесообразно использование ЭВМ.

6.6. Теоретические и экспериментальные исследования работы перекрытий в своей плоскости

В многоэтажных зданиях перекрытия выполняют роль горизонтальных диафрагм жесткости. Они объединяют вертикальные конструкции в единую, не изменяемую в плане, пространственную несущую систему и распределяют горизонтальные нагрузки между отдельными конструктивными элементами.

В панельных зданиях панели перекрытий размером на комнату непосредственно связывают между собой внутрен-

ние и наружные стеновые панели через горизонтальные стыки (см. рис. 6.2).

В каркасных зданиях перекрытия собираются из панелей и ригелей, опирающихся на колонны. В этом случае жесткость диска перекрытия обеспечивается замоноличиванием швов между панелями и между панелями и ригелями. Кроме того, вводятся специальные межколонные плиты-распорки, снабженные закладными деталями, которые свариваются между собой (рис. 6.11, 6.12). Такой диск перекрытия способен воспринимать сдвигающие и растягивающие усилия, возникающие в плоскости диска от ветровой и сейсмической нагрузок, температурных воздействий и т. д.

Сдвигающие усилия в диске перекрытия воспринимаются шпоночным соединением по межплитным швам (рис. 6.13), которые заполняются цементно-песчаным раствором марки 250. Растворные шпонки при усилиях сдвига могут разрушаться от смятия по площадкам $a-a$ или от среза по линиям $b-b$. Выбирая геометрические параметры шпонок (глубину, диаметр, шаг шпонок по длине межплитного шва), можно расчетом обеспечить восприятие требуемых усилий сдвига.

Усилия растяжения воспринимаются деталями соединения (см. рис. 6.12), которые рассчитываются по нормам на бетонные и железобетонные конструкции.

С внедрением в практику строительства панелей перекрытий безопалубочного формования (см. рис. 6.9) задача обеспечения прочности дисков перекрытий потребовала специальных экспериментальных и теоретических исследований.

Технология безопалубочного (непрерывного) формирования исключает устройство поперечных шпонок по продольным боковым граням панелей и установку закладных деталей и арматурных выпусков.

Сдвигающие усилия могут также восприниматься растворными швами, которые находятся в условиях частичного обжатия и обладают определенной несущей способностью. Для восприятия растягивающих усилий в состав диска перекрытия, собранного из плит безопалубочного формования, могут вводиться межколонные плиты-распорки обычного изготовления (с закладными деталями); возможно устройство стальных затяжек по линиям перпендикулярным направлению ригелей, сое-

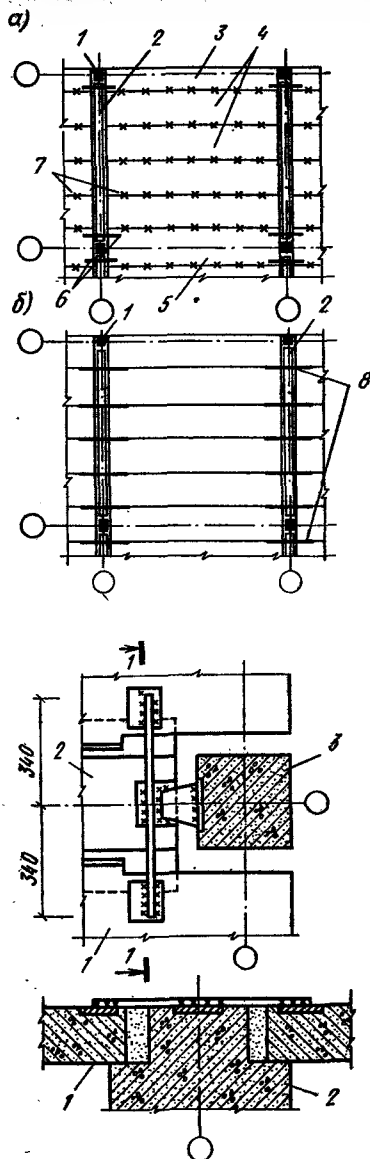


Рис. 6.12. Соединение элементов диска перекрытия

1 — пристенная панель; 2 — диафрагма жесткости; 3 — колонна

Рис. 6.11. Сопряжения сборных железобетонных элементов для образования диска перекрытия

а — в каркасном здании по серии 1.020-1; б — в каркасе с плитами безопалубочного формования; 1 — колонны; 2 — ригели; 3 — пристенные плиты; 4 — рядовые плиты; 5 — плиты-распорки; 6 — сварные соединения; 7 — шпонки; 8 — межплитные арматурные связи

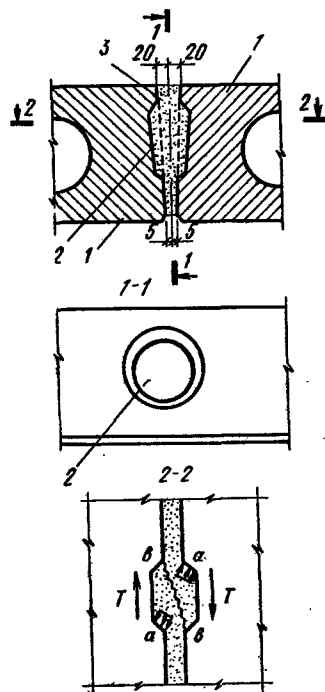


Рис. 6.13. Шпоночное сопряжение сборных панелей перекрытий

1 — панели; 2 — шпонка; 3 — цементный раствор класса В 20

диняющих соседние колонны. Наиболее простое и экономичное решение представлено на рис. 6.14. Конструкция (см. рис. 6.14,а) была проверена на натурных экспериментальных дисках и показала достаточную несущую способность. Конструкция (см. рис. 6.14,б) может выполнять ряд функций: восприятие растягивающих усилий в дисках, поперечных сил в опорных зонах панелей при вертикальных нагрузках и изгибающих опорных моментов, обеспечивая неразрезность плит перекрытий.

Поведение дисков перекрытий при действии на них горизонтальных нагрузок описывается различными расчетными моделями: балочными, ферменными, составными стержнями.

Анализ этих моделей позволил разработать новую расчетную модель, которая реализуется на основе метода сосредоточенных деформаций (МСД).

Идея модели и метода состоит в следующем. Плоская система, в данном случае сборное железобетонное перекрытие (рис. 6.15), рассматривается как набор отдельных сборных элементов (колонн, ригелей, панелей), соединенных между собой связями различного типа. Экспериментальные исследования дисков перекрытия показывают, что их общая деформативность (и прочность) определяется в основном податливостью (прочностью) связей между отдельными сборными элементами, при этом сами элементы могут рассматриваться как недеформируемые.

Это обстоятельство, характерное для сборных железобетонных конструкций вообще, позволяет моделировать сборные диски перекрытий набором жестких в своей плоскости элементов, разделенных между собой швами, в которых сосредотачиваются деформации связей в этих швах, а также в необходимых случаях и собственные деформации соединяемых элементов (рис. 6.16). Швы между элементами могут быть реальными, собственными и комплексными.

Реальными называют швы, образованные заполнениями между элементами (раствор, сварные соединения и т. д.). Собственными швами считаются те, в которых сосредотачиваются деформации только самих элементов; эти швы можно также назвать фиктивными. Такие швы делят крупные плиты на более мелкие элементы для получения более подробной картины напря-

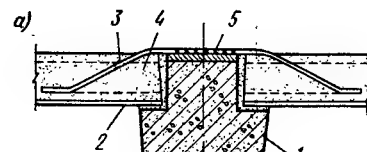


Рис. 6.14. Соединение плит безопалубочного (непрерывного) формования по межплитным швам

а — с помощью отгибов; б — с отгибом и каркасом; 1 — ригель, 2 — плита, 3 — отгиб; 4 — раствор класса В 20; 5 — сварка, 6 — каркас

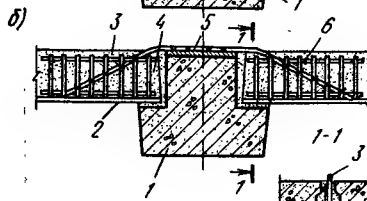
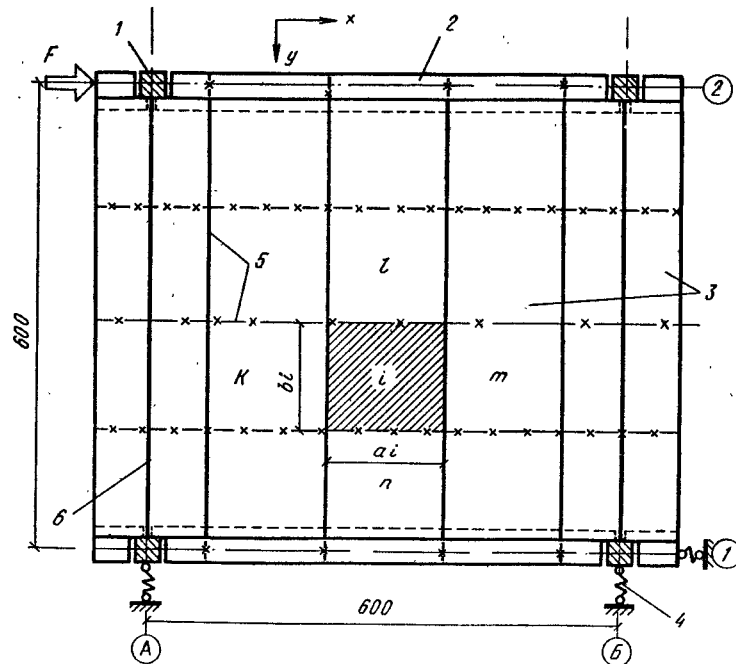


Рис. 6.15. Опытный образец и расчетная модель по МСД

1 — колонна, 2 — ригель, 3 — плиты; 4 — опорные связи; 5 — линии сосредоточенных деформаций; 6 — затяжка



женно-деформированного состояния. Комплексные швы являются комбинацией реальных и собственных (фиктивных) швов (рис. 6.17).

Задача по определению внутренних усилий решается

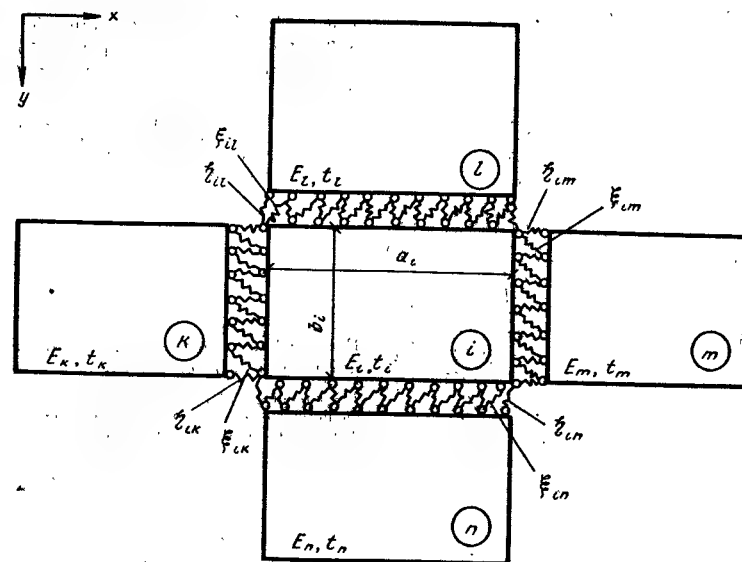


Рис. 6.16. Расчетная схема по МСД

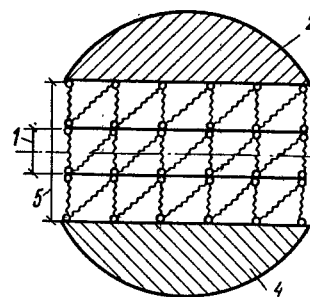


Рис. 6.17. Схема связей по линиям сосредоточенных деформаций

1 — реальный шов; 2 — i-й элемент; 3 — линия сосредоточенных деформаций; 4 — k-й элемент; 5 — комплексный шов

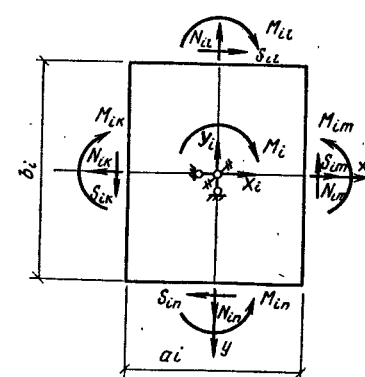


Рис. 6.18. Схема внутренних усилий

методом перемещений. На каждый конечный жесткий элемент (рис. 6.18) накладывает три связи, препятствующие его двум линейным и одному угловому перемещениям в плоскости системы. Внутренними усилиями по линиям сосредоточенных деформаций являются нормальные и

сдвигающие усилия, а также изгибающие моменты. Внешние нагрузки на систему сводятся к центрам отдельных элементов по правилам строительной механики.

Вектор перемещений всего ансамбля элементов и отыскивается из решения матричного уравнения метода перемещений.

$$[A] [C] [A^*] \bar{u} = \bar{F}, \quad (6.10)$$

где $[A]$ — матрица коэффициентов уравнений равновесия элементов, $[A^*]$ — транспонированная с ней матрица, $[C]$ — матрица коэффициентов жесткости по линиям сосредоточенных деформаций, $\bar{F}$ — вектор внешних нагрузок.

Каждая строка системы уравнений (6.10) означает, что усилия в условных связях, наложенных на каждый конечный элемент, равны нулю. Уравнения равновесия для i -го конечного элемента имеют вид (см. рис. 6.18):

$$\Sigma X = 0; N_{im} - N_{ik} - S_{in} + S_{il} + X_{i0} = 0;$$

$$\Sigma Y = 0; N_{in} - N_{il} - S_{im} + S_{ik} - Y_{i0} = 0;$$

$$\Sigma M = 0; -M_{im} + M_{ik} - M_{in} + M_{il} - S_{im}a_i/2 - S_{ik}a_i/2 + S_{il}b_i/2 + S_{in}b_i/2 + M_{i0} = 0. \quad (6.11)$$

Таким образом, матрица коэффициентов уравнения равновесия для i -го элемента $[A_i]$ будет иметь вид

	N_{im}	N_{ik}	S_{in}	S_{il}	N_{in}	N_{il}	S_{im}	S_{ik}	M_{im}	M_{ik}	M_{in}	M_{il}
$[A_i] =$	1	-1	-1	1								
					1	-1	-1	1				
			$b_i/2$	$b_i/2$			$-a_i/2$	$-a_i/2$	-1	1	-1	1

Для составления матрицы $[C]$ необходимы значения коэффициентов жесткости швов. Такие коэффициенты будут трех типов в соответствии с тремя разновидностями усилий по каждой грани элемента. Коэффициент жесткости типа η_{im} численно равен усилию N_{im} при взаимном единичном линейном смещении m -го элемента относительно i -го элемента в направлении оси X ; коэффициент жесткости типа ξ_{im} численно равен усилию S_{im} при взаимном линейном смещении m -го элемента относительно i -го элемента в направлении оси Y , эти коэффициенты имеют размерность Н/м. Коэффициент

типа ω_{im} численно равен изгибающему моменту M_{im} при повороте m -го элемента относительно i -го элемента в плоскости системы в направлении часовой стрелки, размерность этого коэффициента Н·м.

Таким образом, матрица коэффициентов жесткости для i -го элемента может быть записана в следующем виде:

	N_{im}	N_{ik}	S_{in}	S_{il}	N_{in}	N_{il}	S_{im}	S_{ik}	M_{im}	M_{ik}	M_{in}	M_{il}
$[C_i] =$	η_{im}											
		η_{ik}										
			ξ_{in}									
				ξ_{il}								
					η_{in}							
						η_{il}						
							ξ_{im}					
								ξ_{ik}				
									ω_{im}			
										ω_{ik}		
											ω_{in}	
												ω_{il}

Из локальных матриц $[A_i]$, $[C_i]$ и $[A]$ собираются матрицы для всего ансамбля элементов, получается уравнение (6.10). После его решения можно определить сосредоточенные деформации по всем швам, т. е. вектор сосредоточенных деформаций $\bar{\lambda}$. Для i -го элемента вектор сосредоточенных деформаций будет иметь вид

$$\bar{\lambda}_i = [\lambda_{im} \lambda_{ik} \lambda_{in} \lambda_{il} \lambda_{in} \lambda_{il} \lambda_{im} \lambda_{ik} \lambda_{im} \lambda_{ik} \lambda_{in} \lambda_{il}]. \quad (6.12)$$

Элементами этого вектора являются взаимные смещения окружающих элементов относительно i -го элемента, при этом линейные перемещения относятся к граням конечных элементов.

Составляющие вектора сосредоточенных деформаций, отвечающие положительным усилиям (см. рис. 6.18), при положительных направлениях перемещений имеют следующую структуру:

$$u_{im} = u_m - u_i; u_{ik} = u_i - u_k;$$

$$u_{in} = (u_n + \varphi_n b_n / 2) - (u_i - \varphi_i b_i / 2);$$

$$u_{il} = (u_l - \varphi_l b_l / 2) - (u_i + \varphi_i b_i / 2); v_{in} = v_n - v_i;$$

$$v_{il} = v_l - v_i; v_{im} = (v_m - \varphi_m a_m / 2) - (v_i + \varphi_i a_i / 2);$$

$$v_{ik} = (v_k + \varphi_k a_k / 2) - (v_i - \varphi_i a_i / 2); \varphi_{im} = \varphi_m - \varphi_i;$$

$$\varphi_{ik} = \varphi_i - \varphi_k; \varphi_{in} = \varphi_n - \varphi_i; \varphi_{il} = \varphi_l - \varphi_i, \quad (6.13)$$

где u — линейные перемещения элементов вдоль оси x ; v — то же, вдоль оси y ; φ — угол поворота.

Эти соотношения можно короче записать так:

$$\bar{\lambda} = -[A'] \bar{u}. \quad (6.14)$$

Внутренние усилия по линиям сосредоточенных деформаций (см. рис. 6.18) после решения уравнения (6.10), т. е. определения вектора перемещений $\bar{u}$, а затем вектора сосредоточенных деформаций $\bar{\lambda}$, находим по формуле

$$\bar{N} = [C] \bar{\lambda}. \quad (6.15)$$

Коэффициенты погонной жесткости реальных швов (связей) при сжатии η_r и сдвиге ξ_r , Н/м², обычно определяются опытным путем. Жесткость такого шва при повороте, например, вдоль грани b_i , соседней с элементом m (см. рис. 6.16), вычисляется по формуле

$$\bar{\omega}_{r,im} = \eta_{r,im} b_i^3 / 12; \quad (6.16)$$

вдоль грани a_i , соседней с элементом n , аналогично

$$\bar{\omega}_{r,in} = \eta_{r,in} a_i^3 / 12. \quad (6.17)$$

Коэффициенты погонной жесткости собственных (фиктивных) швов, в которых сосредоточиваются собственные деформации элементов, превращенных согласно расчетной схеме в абсолютно жесткие, определяются исходя из условия неизменности общей деформации при замене деформируемых элементов на абсолютно жесткие.

Для граней b_i , прилегающих к элементам m и k :

$$\eta_{f,im} = \eta_{f,ik} = 2E_{ix} A_{ix} / a_i b_i; \quad (6.18)$$

то же, для граней a_i

$$\eta_{f,il} = \eta_{f,in} = 2E_{iy} A_{iy} / b_i a_i. \quad (6.19)$$

Здесь E_i — модули деформаций материала элемента в соответствующем направлении; из этого следует, что элемент может быть не только

изотропным, но также ортотропным; A_{ix} и A_{iy} — площади торцов i -го элемента с соответствующими нормальными.

Коэффициенты погонной жесткости на сдвиг по тем же граням для собственных (фиктивных) швов определяются по формулам:

$$\xi_{f,im} = \xi_{f,ik} = 4G_{iy} A_{ix} / a_i b_i;$$

$$\xi_{f,il} = \xi_{f,in} = 4G_{ix} A_{iy} / b_i a_i. \quad (6.20)$$

Коэффициенты жесткости собственных швов при повороте по граням b_i и a_i будут вычисляться аналогично уравнению (6.16), при постоянной толщине элементов на всю высоту граней

$$\bar{\omega}_{f,im} = \bar{\omega}_{f,ik} = \eta_{f,im} b_i^3 / 12 = E_{ix} A_{ix} b_i^2 / 6a_i;$$

$$\bar{\omega}_{f,il} = \bar{\omega}_{f,in} = E_{iy} A_{iy} a_i^2 / 6b_i. \quad (6.21)$$

Характеристики жесткости комплексных швов определяются по общей для всех типов деформаций формуле, основывающейся на последовательном соединении швов всех типов по одной линии сосредоточенных деформаций.

Так, для линии сосредоточенных деформаций между элементами i и m коэффициенты жесткости на всю длину грани b_i будут, соответственно на сжатие, сдвиг и поворот, равны:

$$\bar{\eta}_{im} = \eta_{im} b_i = [(\eta_{r,im})^{-1} + (\eta_{f,im})^{-1} + (\eta_{f,mi})^{-1}]^{-1} b_i;$$

$$\bar{\xi}_{im} = \xi_{im} b_i = [(\xi_{r,im})^{-1} + (\xi_{f,im})^{-1} + (\xi_{f,mi})^{-1}]^{-1} b_i;$$

$$\bar{\omega}_{im} = [(\bar{\omega}_{r,im})^{-1} + (\bar{\omega}_{f,im})^{-1} + (\bar{\omega}_{f,mi})^{-1}]^{-1}. \quad (6.22)$$

Отдельные составляющие жесткостных коэффициентов определяются из предыдущих формул. Для отработки предложенной расчетной модели в МИСИ были проведены экспериментальные исследования моделей дисков перекрытий, выполненных из оргстекла с заполнением швов специально подобранным составом.

Количественное значение жесткости межплитного растворного шва на сдвиг ξ_r установлено опытами на двухплитных моделях (рис. 6.19). Плиты выполнялись из органического стекла, шпонки по продольным боковым граням принимались по подобию с плитами безопалубочного (непрерывного) формования. Заполнитель шва состоял из гипса, мелкой крошки из пенопласта и

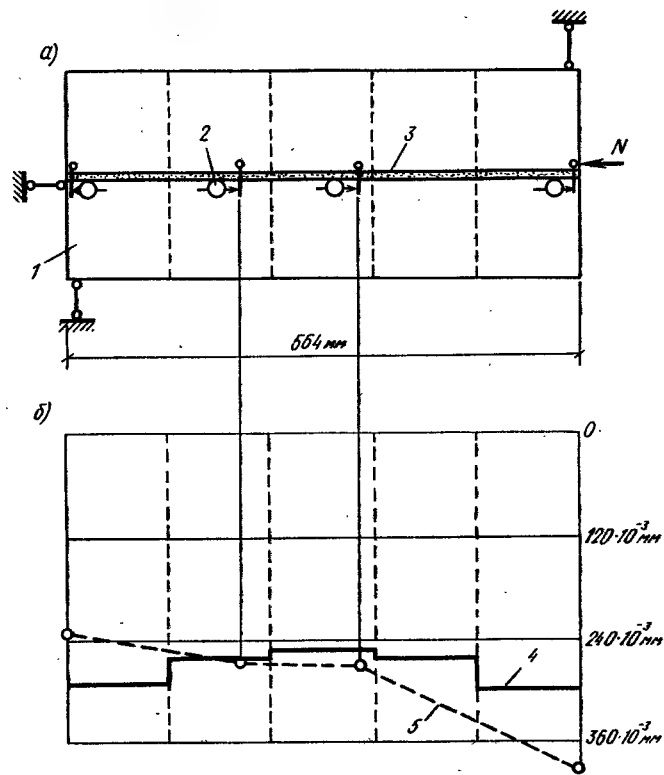


Рис. 6.19. Испытание двухплитной модели на сдвиг по продольному шву

а — схема испытания; б — эпюра сдвигов по шву; 1 — плиты; 2 — индикаторы; 3 — растворный шов; 4 — расчет; 5 — опыт

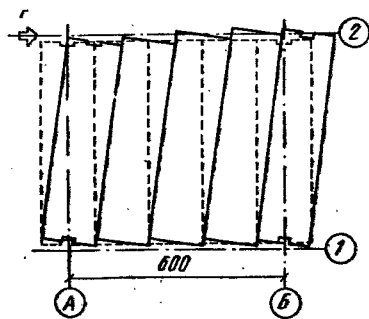


Рис. 6.20. Деформированное состояние перекрытия (опыт)

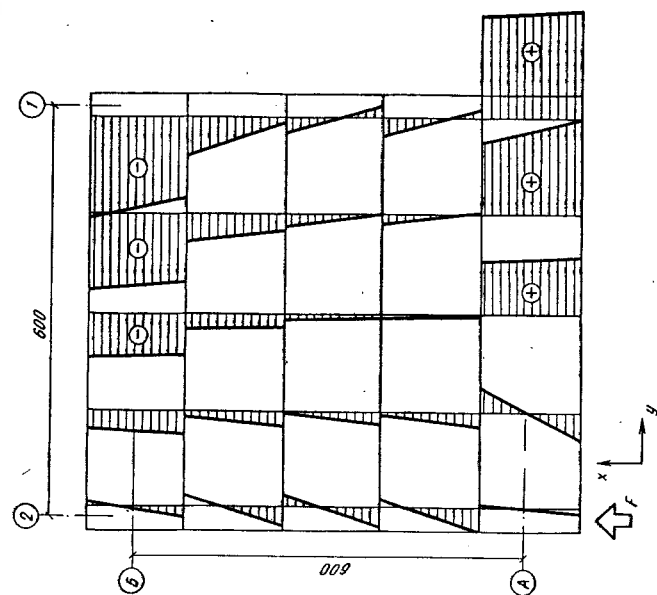


Рис. 6.22. Эпюры погонных усилий N_x в м/дм диска перекрытия

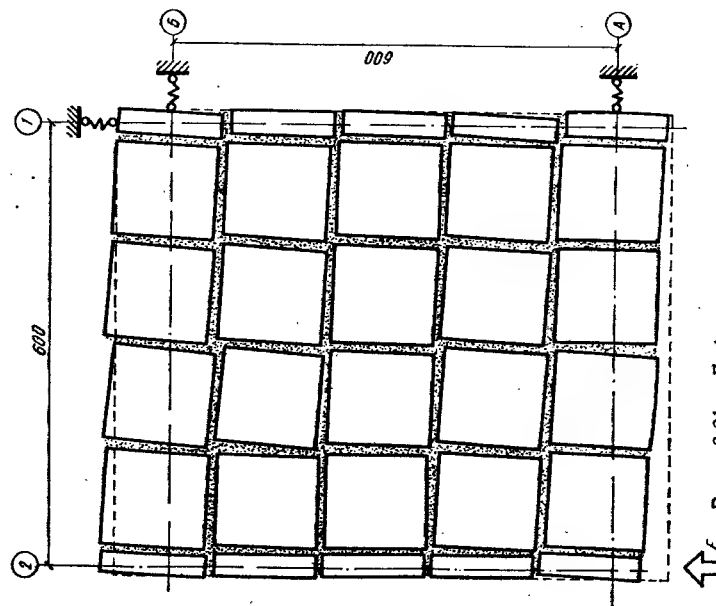


Рис. 6.21. Деформированное состояние перекрытия (расчет)

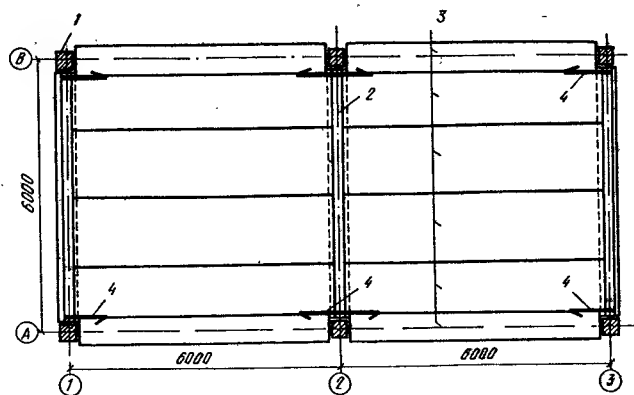


Рис. 6.23. Диск перекрытия из плит безопалубочного формования

1 — колонны; 2 — ригели; 3 — плиты безопалубочного (непрерывного) формования; 4 — анкерные межплитные связи

воды. Загружение моделей на сдвиг вдоль шва и их опирание устраивались такими, чтобы по возможности избежать поперечного обжатия шва. На основе данных графика «усилие — смещение» найдено значение ξ . Были испытаны также и более сложные модели (см. рис. 6.15), характеристики соединений в которых принимались из предыдущих испытаний.

Деформированное состояние моделей имело характер сдвига (рис. 6.20), это отмечалось и ранее в аналогичных испытаниях, проведенных в МИСИ и МНИИТЭП, и подтверждено расчетом по предложенной модели (рис. 6.21).

Определенное расчетом напряженное состояние в диске перекрытия (рис. 6.22) показало, что по оси А поперек растровных швов между панелями развиваются растягивающие усилия, которые этими швами не воспринимаются. В опытных образцах (см. рис. 6.15) эти усилия были переданы на стальные затяжки.

Теоретические исследования и эксперименты на моделях показали возможность конструирования дисков перекрытий каркасных зданий из плит безопалубочного формования, без введения плит-распорок, но с установкой межплитных арматурных связей (см. рис. 6.14).

МИСИ им. В. В. Куйбышева совместно с Свердловским филиалом института «Индустройпроект» провели эксперименты на натурных

фрагментах дисков перекрытий размером 9×12 м (рис. 6.23), собранных только из плит безопалубочного формования. Испытания проводились с целью определения прочности и деформативности дисков перекрытий при загрузении их в своей плоскости.

Опыты показали, что диски перекрытий из плит безопалубочного формования без шпонок сдвига по продольным боковым граням и закладных деталей имеют достаточную несущую способность и жесткость. Усилия сдвига воспринимаются межплитными и торцевыми швами замоноличивания, находящимися в условиях сложного напряженного состояния, а усилия растяжения — межплитными анкерными стальными связями, устанавливаемыми в процессе монтажа перекрытий.

6.7. Перекрытия как связи кручения

В большинстве расчетов несущих систем многоэтажных каркасных зданий перекрытия считаются гибкими из плоскости, т. е. не сопротивляющимися изгибу и кручению из их плоскости. Однако перекрытия, обладая определенной жесткостью при деформировании из плоскости, перераспределяют усилия между вертикальными элементами несущей системы каркасного здания — диафрагмами жесткости и колоннами.

Кручение перекрытий из плоскости возникает в результате того, что при горизонтальном перемещении несущей системы диафрагмы жесткости деформируются главным образом по изгибной форме, а каркас здания — по сдвиговой; сечения диафрагм поворачиваются на угол α , а ригели рам смещаются, оставаясь почти горизонтальными (рис. 6.24).

Полный угол наклона диафрагмы жесткости определяется углом α_2 , отвечающим закручиванию перекрытия, и углом α_1 , определяемым сжатием — растяжением колонн.

Момент, скручивающий перекрытие, определяется по формуле

$$M_t = Nb \quad (6.23)$$

и связан с углом α_2 и крутильной жесткостью перекрытия D_t следующей зависимостью:

$$\alpha_2 = M_t l / D_t = N b l / D_t, \quad (6.24)$$

где N — усилие в колонне, препятствующее закручиванию перекрытия.

Предполагается при этом, что закручивание перекрытия происходит по поверхности гиперболического параболоида, что подтверждено опытными данными.

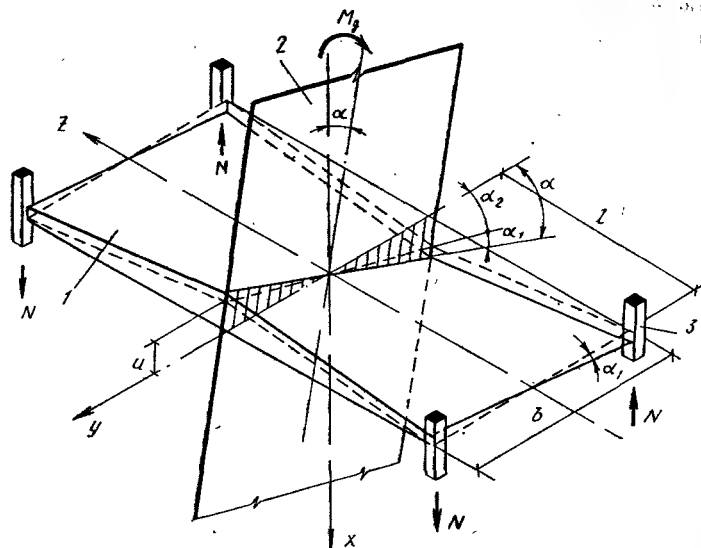


Рис. 6.24. Схема деформирования перекрытия при изгибе каркасно-связевой несущей системы

1 — перекрытие; 2 — диафрагма; 3 — колонны

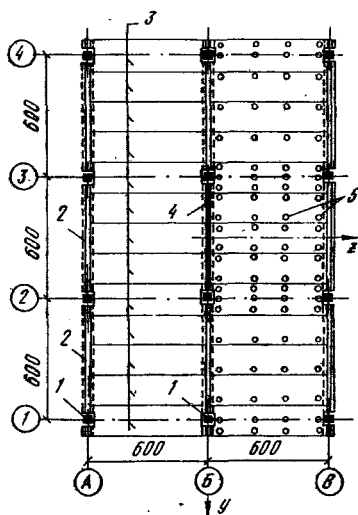


Рис. 6.25. Модель диска перекрытия для испытания на кручение

1 — колонны; 2 — ригели; 3 — плиты; 4 — каркасная диафрагма; 5 — индикаторы

Переходя к дискретно-континуальной расчетной модели, т. е. полагая перекрытия распределенными по высоте непрерывно, можно получить приращение N на участке dx

$$dN = N dx / h, \quad N = N' h, \quad (6.25)$$

где h — высота этажа.

При подстановке (6.25) в (6.24), получим

$$\alpha_2 = N' h b l / D_t = s_t N', \quad (6.26)$$

где $s_t = h b l / D_t$ характеристика податливости перекрытия кручению из плоскости, подобная характеристикам податливости связей сдвига, рассмотренным в гл. 3.

Так как под действием сил N колонны будут деформироваться (сжиматься и растягиваться), то возникает дополнительный угол наклона α_1 , так что полный угол $\alpha = \alpha_1 + \alpha_2$; что совпадает с уравнением (3.24). Следуя выводу в главе 3, можно получить уравнение (3.65) при значении характеристики λ :

$$\lambda = [(k + n b / B) / s_t]^{0.5}, \quad (6.27)$$

где k определяется по формуле (3.67) при $\beta = 1$; n — число перекрытий, примыкающих к диафрагме (см. на рис. 6.26, $n = 2$); B — изгибная жесткость диафрагмы.

Для определения жесткости перекрытий D_t в МИСИ были испытаны натурные фрагменты перекрытий, а также модели многопролетных дисков перекрытий (рис. 6.25). В экспериментальных исследованиях была установлена жесткость фрагмента на кручение, оказавшаяся численно равной для испытанного типа перекрытий $D_t = 2 \cdot 10^6$ кН·м². Влияние на работу диафрагмы всех окружающих ее перекрытий выявлено в испытаниях на модели (см. рис. 6.25). Этими испытаниями установлено, что влияние перекрытий, расположенных в примыкающих к диафрагме пролетах, оказывается существенно большей, чем предполагалось раньше. Это объясняется тем, что работа всех примыкающих к диафрагме перекрытий носит более сложный характер, отдельные ячейки перекрытий не деформируются независимо, а сказывается их неразрезность, участие в работе ригелей и колонн каркаса вследствие определенной жесткости узлов.

Если раньше суммарная жесткость на кручение шести ячеек перекрытия (рис. 6.26, а) оценивалась величиной $4D_t$ (D_t — жесткость на кручение одной ячейки перекрытия), то согласно последним экспериментам суммарная жесткость шести ячеек перекрытий получилась равной $19,4D_t$. Если даже учесть, что в железобетонном каркасе вследствие неупругих деформаций эта жесткость может несколько снизиться, то тем не менее остается существенный резерв несущей способности и жесткости несущей системы каркасного здания при действии на него горизонтальной нагрузки. Для количественной оценки выявленного эффекта были выполнены расчеты 20-этажного каркасного здания с симметричным планом, загруженного горизонтальной нагрузкой с эксцентриситетом относительно центра жесткостей (рис. 6.26). На рис.

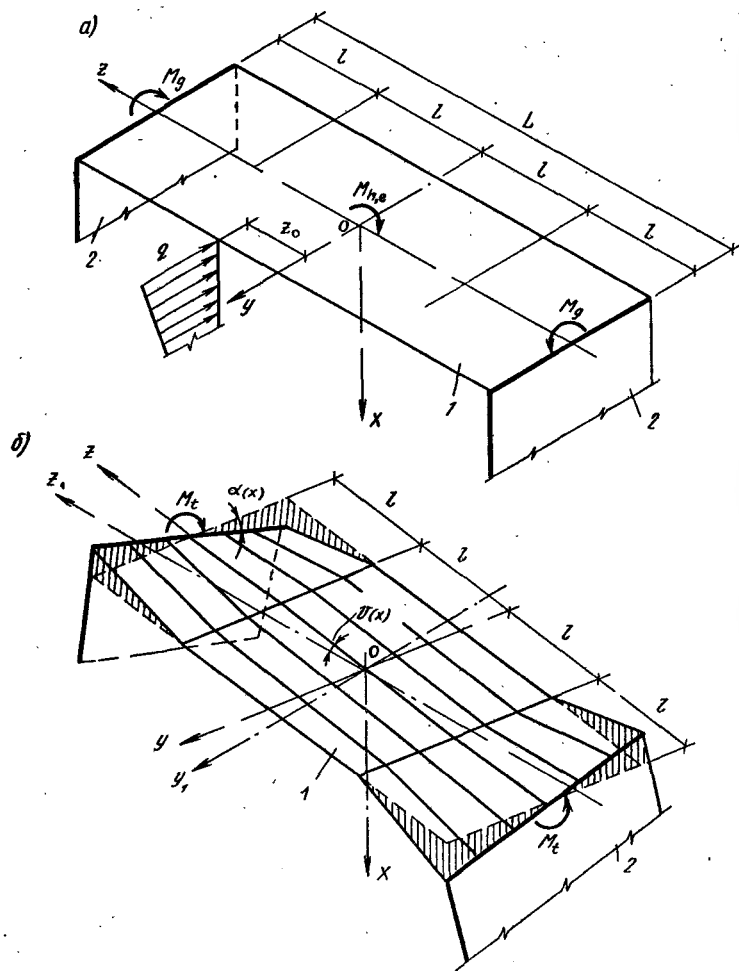


Рис. 6.26. Сопротивление перекрытий кручению при повороте несущей системы

a — исходное состояние, b — деформированное состояние; 1 — перекрытия; 2 — диафрагмы жесткости

6.27, б показано, что учет полного сопротивления перекрытий кручению и изгибу резко снижает изгибающий момент в вертикальных диафрагмах жесткости, в такой степени будут снижаться прогибы диафрагм.

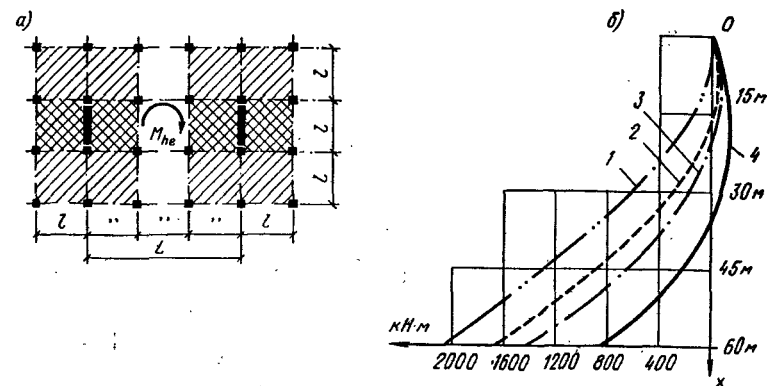


Рис. 6.27. Сопротивление перекрытий кручению и изгибу из плоскости

a — монтажная схема; b — эпюры изгибающих моментов в диафрагмах; 1 — без учета сопротивления перекрытий; 2 — с учетом сопротивления перекрытий свободному кручению; 3 — с учетом стесненного кручения плит; 4 — с учетом кручения и изгиба

Общий случай поведения пространственной несущей системы с учетом сопротивления перекрытий кручению изучался ранее.

Показано, что в пространственной несущей системе происходит выравнивание неравномерных перемещений, вызванных асимметрией плана. Диафрагмы, получившие большой прогиб, в большей мере поддерживаются сопротивлением перекрытий скручиванию и приведенная жесткость этих диафрагм возрастает. Происходит как бы саморегулирование: с ростом прогиба увеличивается приведенная жесткость, вследствие этого уменьшается прогиб и угол поворота здания в плане. Это свойство, очевидно, будет оказывать демпфирующее влияние при сейсмических и некоторых других воздействиях.

Выявленные резервы жесткости и прочности несущих систем многоэтажных зданий имеют важное практическое значение, и это следует учитывать при проектировании зданий каркасно-связевого типа.

6.8. Виды каркасов

Современные каркасные многоэтажные здания проектируются преимущественно по связевой, реже по рамной и рамно-связевой схемам. В связевом каркасе жесткость узлов назначается так, чтобы монтаж каркаса опережал

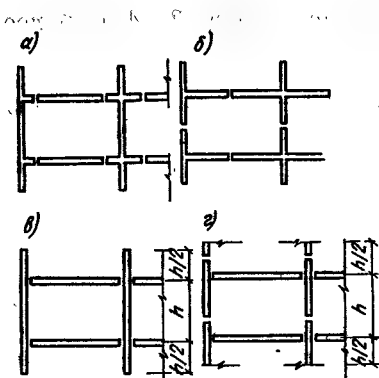


Рис. 6.28. Варианты разрезки каркаса на монтажные элементы

а, б — крестовые; в — линейная с многоэтажными колоннами; г — линейная с одноэтажными колоннами

монтаж диафрагм на 3—4 этажа. Для этой цели узел сопряжения ригеля с колонной проектируется на изгибающий момент, равный 55 кН·м. В каркасе межвидового применения для многоэтажных общественных и производственных зданий серии 1.020-1 предусмотрено шарнирное соединение ригеля с колонной.

В отношении разрезки на монтажные элементы каркасы делятся на две основные группы: каркасы с крестовыми элементами и каркасы с линейными элементами (рис. 6.28).

Крестовая разрезка позволяет вынести стыки в сечения, где изгибающие моменты невелики. Однако при крестовой разрезке затруднена механизация изготовления и плохо используются производственные площади; возникает необходимость в специальных приспособлениях для транспортировки, складирования и монтажа; увеличивается номенклатура изделий по сравнению с линейными вариантами разрезки.

В каркасах с линейной разрезкой стыки размещаются в местах значительных изгибающих моментов и поперечных сил, однако для наиболее распространенного, связевого каркаса это несущественно. Вместе с тем каркасы с линейной разрезкой выгоднее каркасов с крестовой разрезкой с точки зрения изготовления, транспортирования и монтажа.

Промышленностью освоено массовое изготовление элементов этих каркасов.

Из каркасов с линейной разрезкой (см. рис. 6.28) предпочтительнее каркас типа в. Он имеет меньшее число монтажных элементов и стыков колонн, последние

могут выполняться цельными на высоту 3—4 и более этажей.

Элементами каркаса связевого типа являются: колонны, ригели, рядовые плиты, плиты-распорки и вертикальные диафрагмы — стенки жесткости.

6.9. Колонны и их стыки

Конструкция многоэтажной колонны связевого каркаса представлена на рис. 6.29 и 6.30. Сечение 400×400 или 300×300 мм унифицировано для всех колонн, различие в несущей способности достигается изменением армирования по высоте колонны или класса бетона по высоте здания.

Высота зданий с этими колоннами ограничена 16—17 этажами (при сетке колонн 6×6 м). Для более высоких зданий в нижних этажах применяются колонны с повышенной прочностью бетона (до класса В60), усиленным армированием стержневой (в том числе высокопрочной) арматурой или косвенным (поперечным) армированием.

Стыки колонн чаще всего выполняются с арматурными выпусками (рис. 6.31). Для колонн с большим числом стержней из-за невозможности их сварки осваиваются бессварные стыки. В таких стыках торцы стержней обрезаются с большой точностью и усилия в стыке передаются контактным способом через стальные пластины и тонкий растворный шов, торцы колонн армируются косвенной арматурой (рис. 6.32).

Наиболее экономичным является бессварный контактный стык с обрывом продольной арматуры (рис. 6.33). Испытания контактных стыков колонн с продольной арматурой, прерываемой по линии стыка, показали их достаточную несущую способность.

Колонны могут опираться на составные фундаменты (рис. 6.34, 6.35). Рассчитываются они на косое внецентренное сжатие с учетом случайных эксцентриситетов в направлении обеих осей сечения. Эти эксцентриситеты принимаются во внимание при учете нагрузки от вышележащих этажей; нагрузка от ригелей, расположенных непосредственно над рассматриваемым сечением, считается приложенной с эксцентриситетом (в плоскости ригелей при условно шарнирном их опирании)

$$e_0, \text{ эт} \pm N_p a / N_{\text{эт}}, \quad (6.28)$$

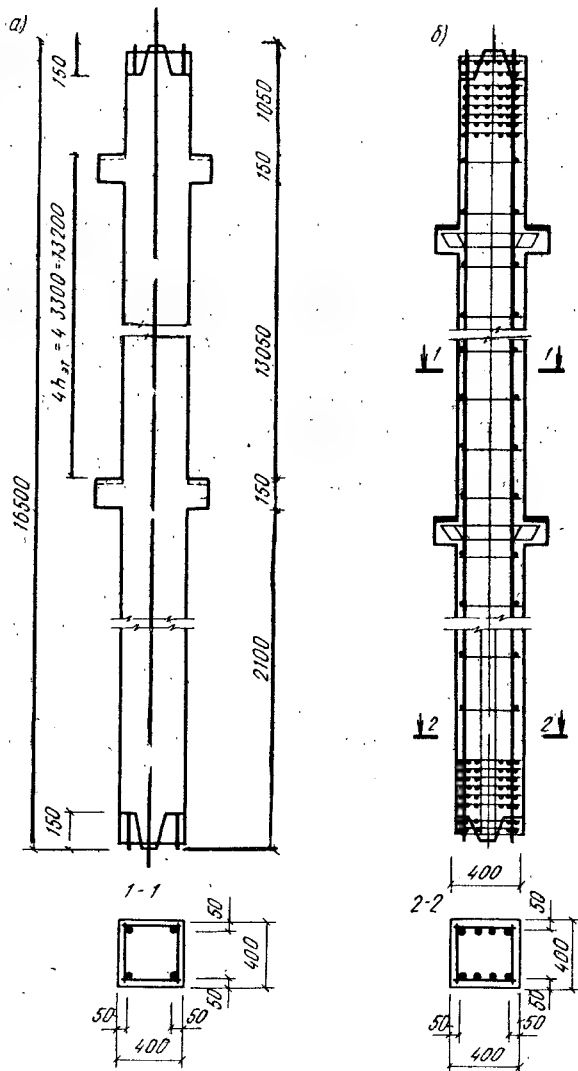


Рис. 6.29. Колонна связевого каркаса
а — схема опалубки, б — то же, арматуры

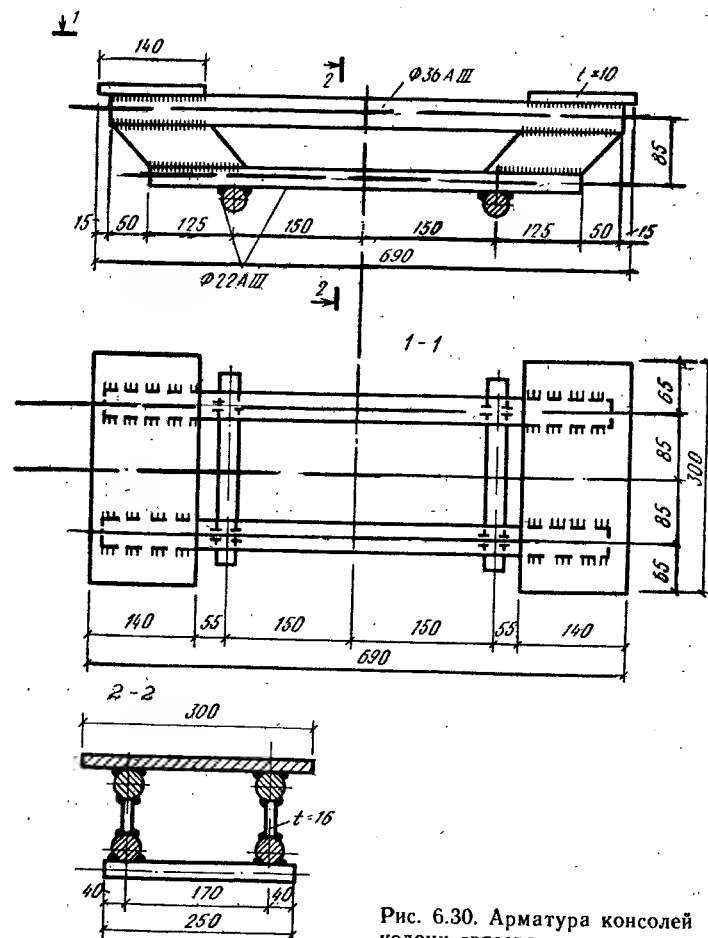


Рис. 6.30. Арматура консолей
колонн связевого каркаса

где N_p — разность опорных реакций ригелей; a — расстояние от центра сечения колонны до центра опоры ригеля; $N_{ст}$ — сумма опорных реакций ригелей данного этажа.

Расчет производится на два случая загрузки: полной нагрузкой на обоих ригелях и при отсутствии временной нагрузки на одном из ригелей.

Полный расчетный эксцентриситет в плоскости ригелей

$$e_0 = (\Sigma N e_a + N_{ст} e_{0, ст}) / (\Sigma N + N_{ст}) \geq e_a, \quad (6.29)$$

где ΣN — нормальная сила в колонне от вышележащих этажей, e_a — случайный эксцентриситет.

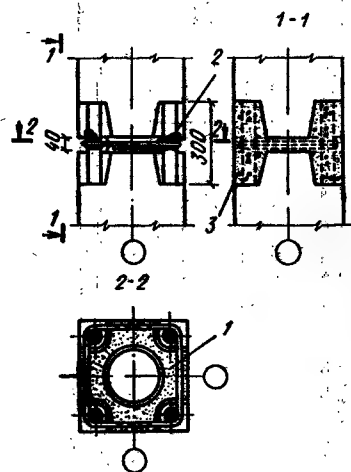


Рис. 6.31. Стык колонн с арматурными выпусками в связевых каркасах

1 — поверхность, подлежащая зачеканке цементным раствором; 2 — вертикальная полуавтоматическая сварка в инверсных формах; 3 — бетон

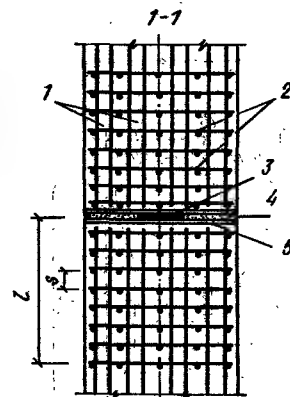
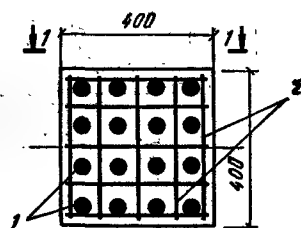


Рис. 6.32. Контактный бесстыковой стык с торцевыми пластинами

1 — продольная арматура; 2 — сетки косвенного армирования; 3 — центрирующая прокладка; 4 — торцевые пластины; 5 — растворный шов (1 и 5 — по расчету)

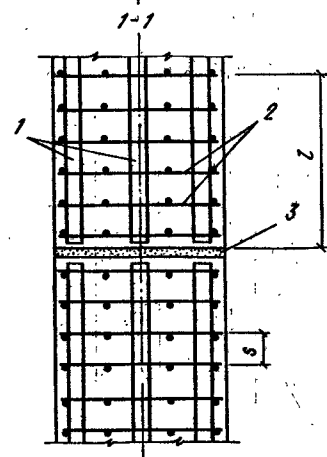


Рис. 6.33. Контактный стык с обрывом продольной арматуры

1 — продольная арматура; 2 — сетки косвенного армирования; 3 — растворный шов (1 и 5 — по расчету)

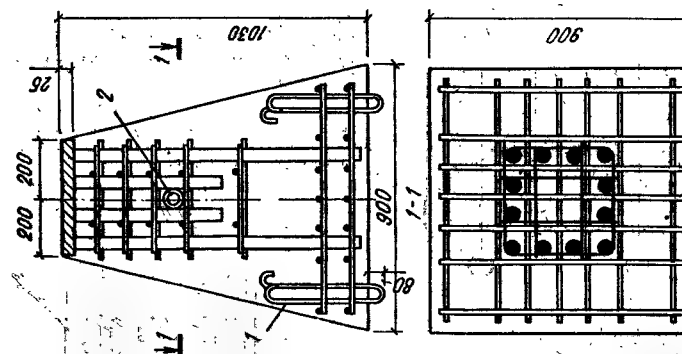


Рис. 6.34. Составные фундаменты под колонны связевых каркасов

1 — фундаментные плиты; 2 — фундаментные траверсы; 3 — подколоники; 4 — цементный раствор

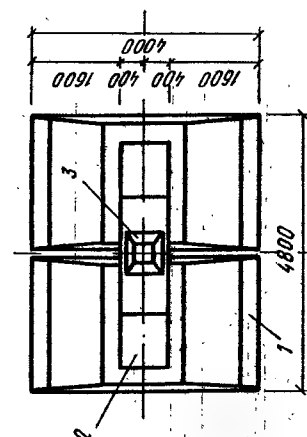
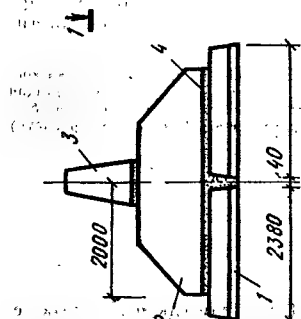
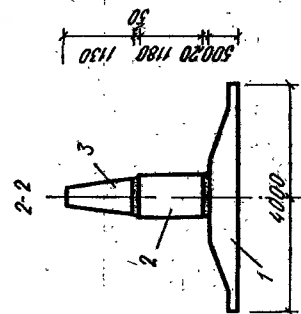


Рис. 6.35. Железобетонный подколоники

1 — пелли для поддона (перед установкой обрезаются); 2 — трубка для монтажа (подколоники бетонуются в перевязку колонн)

В колоннах с контактными стыками и обрываемой арматурой (см. рис. 6.33) расчет выполняется для зоны стыка со швом без учета продольной арматуры

$$N_s = \gamma R_{b,\text{red}} A, \quad (6.30)$$

где γ — коэффициент условий работы (принимается равным 0,9 при шве на цементном растворе и равным 1 при шве на полимер-растворе); $R_{b, red}$ — приведенная призмная прочность бетона* (учитывается наличие косвенного армирования); A — расчетная площадь ядра сечения.

Расчетная площадь сечения определяется с учетом эксцентриситета сжимающего усилия

$$A = bh(1 - 2e_0\eta/h), \quad (6.31)$$

где b и h — размеры поперечного сечения в осях крайних стержней; e_0 — расчетный эксцентриситет; η — коэффициент, учитывающий влияние прогиба на величину эксцентриситета.

6.10. Ригели, распорки и их стыки с колоннами

Конструкция ригеля связевого каркаса, применяемого в строительстве, показана на рис. 6.36. Ригели этих типов как элементы связевого каркаса, рассчитываемого по консольной модели (см. гл. 3), работают на действие вертикальной нагрузки как балки на двух опорах с учетом (рис. 6.37, 6.38, 6.39) частичного защемления в узлах или без этого учета. При этом

$$M = 0,125ql_0^2 - 0,5M_{on}. \quad (6.32)$$

Уменьшение пролетного момента только на $0,5M_{0л}$ вызвано тем, что многократное повторное действие ветра приводит к постепенному уменьшению опорного момента вследствие накопления в узле пластических деформаций.

Наклонные стержни (отгибы, см. рис. 6.36, б) в месте подрезки проверяются на усилии $N = 0,5ql_0 \sin \alpha$; для обеспечения надежной анкеровки отгибы устраиваются в виде петли с приваркой концов к продольной нижней арматуре. Накладку «рыбку» (см. рис. 6.37) рассчитывают на возникновение текучести в ослабленном сечении на усилии при $M_{оп} = 55 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Плиты-распорки опираются на полки ригелей пальцами, выступающими из торцов плит. Узел опирания

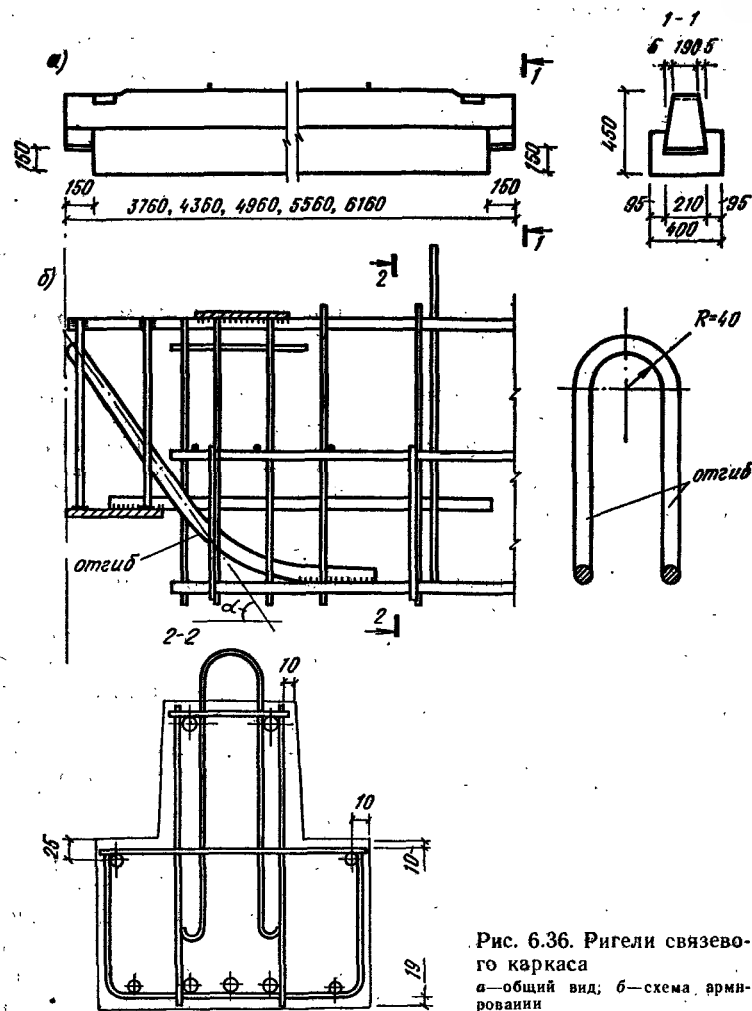


Рис. 6.36. Ригели связевого каркаса
а—общий вид; б—схема армирования

фасадных плит-распорок и ригеля на колонну показан на рис. 6.38.

Так как в связевых каркасах ригели рассчитываются только на вертикальную нагрузку, в ЦНИИЭП торговых зданий разработан стык ригеля с колонной (см. рис. 6.39), отличающийся меньшей металлоемкостью, заводской и монтажной трудоемкостью.

1 — ригель; 2 — колонна.
3 — цементный раствор; 4 —
соединительная пластинка
«рыбка»

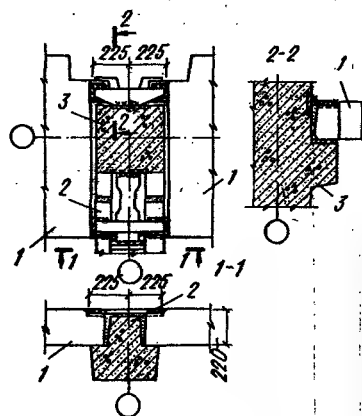


Рис. 6.38. Сопряжение распорок и ригеля с колонной в саязовом каркасе
1 — распорка; 2 — ригель; 3 — колонна

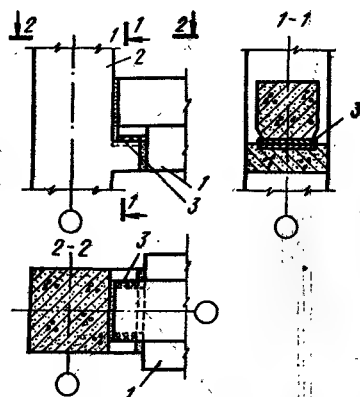


Рис. 6.39. Стык ригеля с колонной в серии 1.020-1 (на основе серии ИИ-04)

1 — ригель; 2 — колонна; 3 — савржа

6.11. Каркасные вертикальные диафрагмы — стенки жесткости

Панели для вертикальных диафрагм (стенок) жесткости показаны на рис. 6.40 и 6.41. Вертикальные стыки (рис. 6.42 и 6.43) препятствуют взаимным смещениям колонн и панелей стенки и объединяют эти элементы

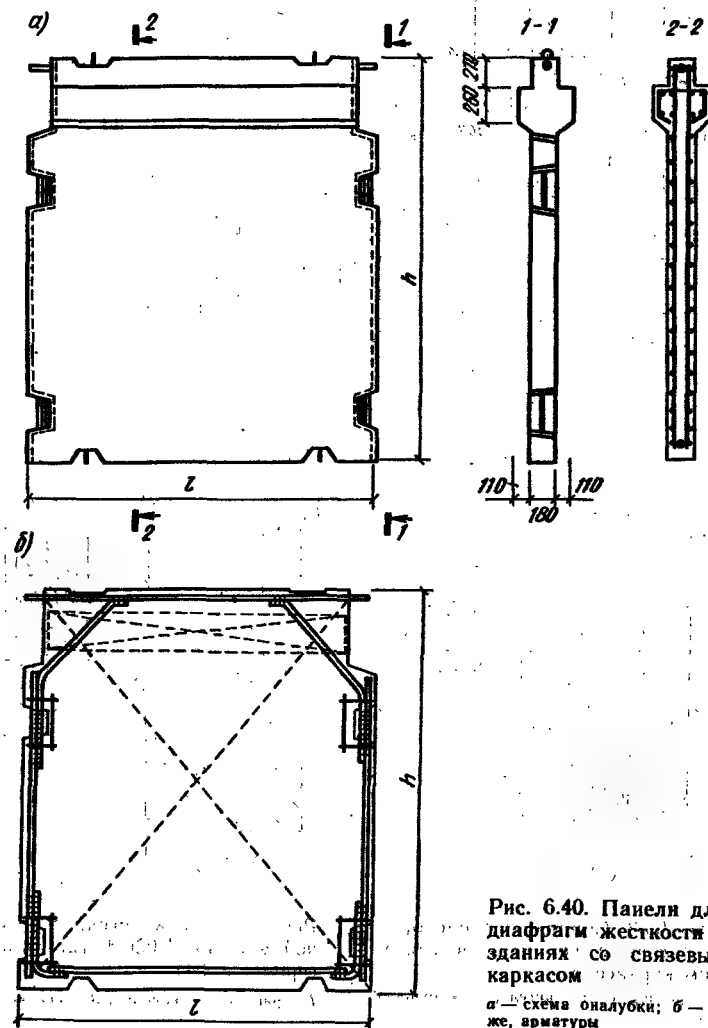


Рис. 6.40. Панели для диафрагмы жесткости в зданиях со связевым каркасом

а — схема оналубли; б — то же, арматуры

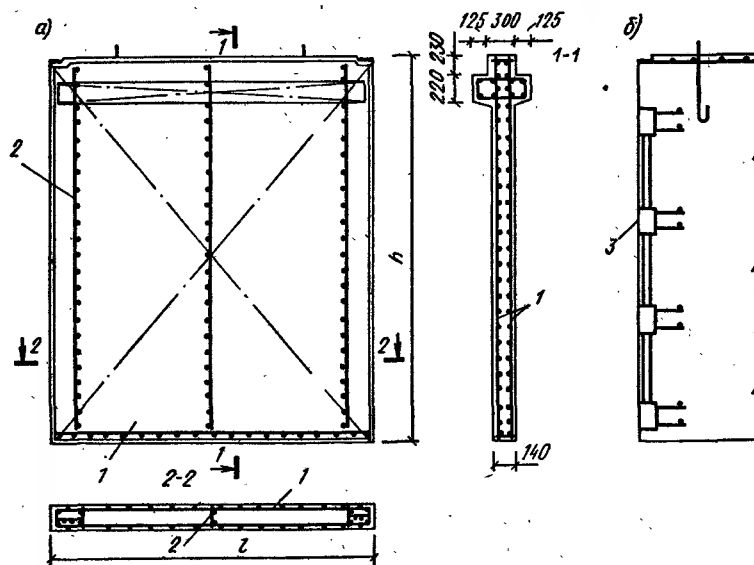


Рис. 6.41. Диафрагмы жесткости для каркасных зданий серии 1.020-1 (на основе серии ИИ-04)

а — общий вид; б — схема установки анкерных деталей; 1 — сетки; 2 — вертикальные каркасы; 3 — анкерные детали

в единую вертикальную несущую конструкцию, способную воспринимать горизонтальные и вертикальные нагрузки.

Если стенки располагаются в плоскости, параллельной направлению ригелей, то они заменяют ригели и служат для опирания на них панелей перекрытий. Плоские стенки (без консолей) устраиваются по осям, параллельным направлению настилов перекрытий. Панели стенок жесткости выполняются толщиной 140—180 мм с консолями с одной или обеих сторон; иногда консоли устраиваются в двух уровнях по высоте.

Горизонтальные швы в условиях обычного строительства делают плоскими (рис. 6.44) с заполнением жестким цементно-песчаным раствором, толщина шва не более 10 мм. Вертикальные швы между панелями и колоннами также заполняются цементно-песчаным раствором.

Каркасные диафрагмы рассчитываются в полном соответствии с методами расчета, приведенными в гл. 3, при этом коэффициенты податливости горизонтальных и вертикальных швов назначаются на основе экспериментально-расчетных данных для принятого типа шва.

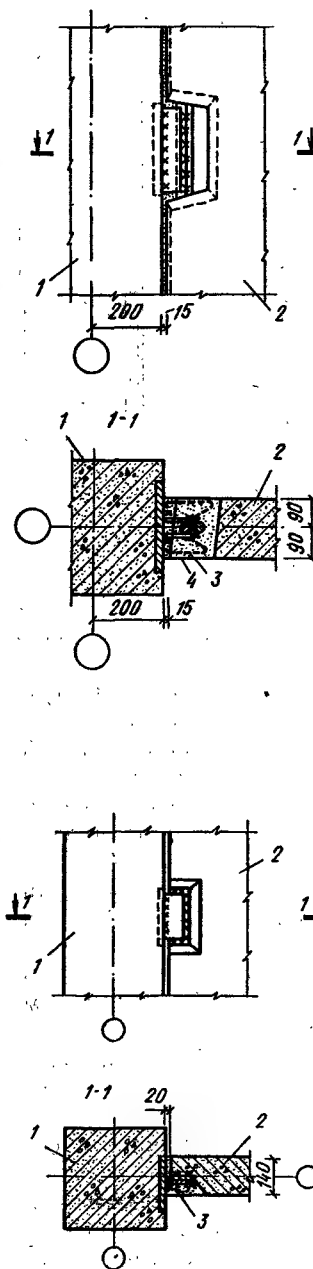


Рис. 6.42. Вертикальный стык диафрагмы жесткости с колонной

1 — колонна; 2 — диафрагма жесткости; 3 — сетки; 4 — цементный раствор

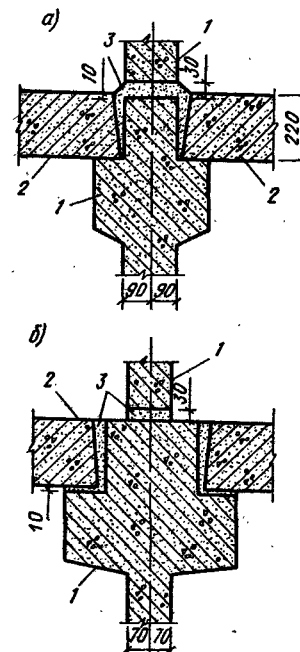


Рис. 6.44. Горизонтальные стыки стен жесткости

а — по чертежам Моспроект-1; б — по серии 1.020-1; 1 — панели стен жесткости; 2 — панели перекрытий; 3 — цементный раствор

Рис. 6.43. Вертикальный стык колонны и диафрагмы жесткости в каркасе серии 1.020-1

1 — колонна; 2 — диафрагма; 3 — приварка сетки

6.12. Ядра жесткости. Общие сведения, конструирование ядер жесткости

Основное назначение ядер жесткости — обеспечение прочности и жесткости несущей системы многоэтажного здания при действии на нее горизонтальных и вертикальных нагрузок. Ядра могут полностью воспринимать всю горизонтальную нагрузку или в совокупности с другими элементами несущей системы (стенами-диафрагмами, рамными каркасами и т. д.). По форме поперечного сечения ядра жесткости могут быть замкнутыми (квадратными, прямоугольными, круглыми, треугольными, многоугольными и т. д.) и открытыми (Х-образными, Т-образными, П-образными и т. д.).

Восприятие вертикальной нагрузки ядрами жесткости возможно по одной из схем (рис. 6.45). По схеме а вертикальная нагрузка от окружающей обстройки не передается на ядро жесткости, для чего между ядром и обстройкой вводятся связи специального типа, не препятствующие вертикальным взаимным смещениям ядра и обстройки, но обеспечивающие передачу горизонтальных нагрузок; эта схема целесообразна при существенно неравных удельных вертикальных нагрузках на ядро и обстройку. На схеме б ядро жесткости несет часть вертикальной нагрузки от обстройки, на схемах в, г, д, е вся вертикальная нагрузка воспринимается только ядром с передачей ее непрерывно по

высоте (схема в), сосредоточенно сверху (схема г), сосредоточенно внизу (схема д) или в нескольких уровнях по высоте здания (схема е).

Железобетонные ядра жесткости выполняются в основном из монолитного железобетона с гибкой или жесткой арматурой. Они возводятся в скользящей или переставной опалубке, при этом устройство ядра жесткости может осуществляться раньше или одновременно с монтажом каркаса. Скользящая опалубка позволяет возводить ядра жесткости в короткие сроки, однако при этом трудно обеспечить высокое качество. При возведении зданий с ядрами жесткости методом подъема перекрытий применяется технология, при которой колонны в центре ядра используются для установки на них платформ с электромеханическими подъемниками и башенных кранов для монтажа околоядровых и внутриядровых конструкций.

Армирование ядер жесткости выполняется по общим правилам на основании расчетов на горизонтальные и вертикальные нагрузки. Вертикальная арматура, если она не требуется по расчету, устанавливается из условия минимального армирования в количестве 0,05% площади бетонного горизонтального сечения на уровне проемов около каждой грани, но не менее чем по одному стержню $\varnothing 12$ мм через 50 см. Продольные (вертикальные) стержни должны быть поставлены во всех углах горизонтального сечения каждого столба (простенка). Горизонтальная арматура в простенках (столбах) устанавливается, если она не нужна по расчету, исходя из того же минимального процента армирования. Между сетками у внутренней и наружной граней ядра для обеспечения проектного положения арматуры и соблюдения толщины защитного слоя бетона должны быть поставлены фиксаторы; целесообразно применение самонесущих пространственных каркасов.

Установку каркасов необходимо увязывать с расстановкой домкратных рам (при бетонировании ядра в скользящей опалубке), минимальное расстояние между домкратной рамой и ближайшим арматурным каркасом должно быть не менее 120 мм в свету. Надпроемные перемычки армируются согласно расчету на изгиб готовыми пространственными каркасами, если этому не препятствует расстановка домкратных рам, либо двумя плоскими каркасами, устанавливаемыми по обе стороны

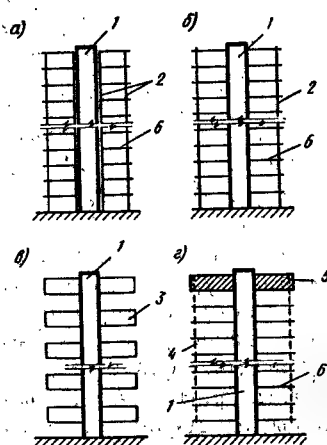


Рис. 6.45. Ствольные конструктивные системы

а — с передачей вертикальной нагрузки на колонны; б — то же, на колонны и ядро; в — то же, на консольные этажи; г — с верхним оголовником и подвесками; д — с нижней опорой; е — с промежуточными опорами; ж — ядро жесткости (ствол); з — колонны; и — консольные этажи; к — подвески; л — опоры; м — перекрытия

домкратного стержня с последующим соединением их шпильками. Некоторые конструктивные детали ядер жесткости даны в прим. 7.3.

6.13. Основные положения расчета элементов ядер жесткости

Ядра жесткости, как и другие железобетонные конструкции, должны отвечать требованиям расчета по несущей способности (предельным состояниям первой группы) и по пригодности к нормальной эксплуатации (предельным состояниям второй группы). Расчет по предельным состояниям первой группы должен обеспечивать прочность по нормальным (горизонтальным) и наклонным сечениям столбов (простенков), а также прочность по нормальным (вертикальным) и наклонным сечениям перемычек. Ядра жесткости должны быть проверены на устойчивость положения, т. е. на опрокидывание, рекомендуется принимать $K_y = M_1/M_2 \geq 1,5$ (M_1 — удерживающий момент, M_2 — опрокидывающий момент).

Расчет по предельным состояниям второй группы должен предотвратить чрезмерное раскрытие трещин: непродолжительное раскрытие трещин должно быть не более $a_{crcl} = 0,4$ мм, продолжительное — $a_{crcl2} = 0,3$ мм.

Расчет по деформациям ядер жесткости должен исключить недопустимые прогибы, принимаемые равными 0,001 высоты здания. Прогибы должны вычисляться от действия горизонтальных и вертикальных нагрузок, а также с учетом деформирования основания.

Перемещения и усилия в ядрах жесткости определяют по одной из расчетных моделей, приведенных в гл. 3.

По одной из них ядро жесткости рассматривается в целом как тонкостенный стержень замкнутого сечения, ослабленный оконными и дверными проемами. Обобщенные усилия в таком стержне (продольная сила, изгибающие моменты в двух направлениях, соответствующие им поперечные силы, бимомент) определяются в замкнутом виде интегрально на все поперечное сечение ядра. Напряжения (погонные усилия) в интересующих точках поперечного сечения находятся по формулам для тонкостенных стержней. Проверка прочности и трещиностойкости сечений производится по формулам норм по бетонным и железобетонным конструкциям.

По другой расчетной модели (дискретно-континуальной) ядро жесткости разрезается на отдельные столбы

прямоугольной поперечной формы; в местах разрезки в соответствии с дискретно-континуальной расчетной моделью вводятся неизвестные сдвигающие усилия вертикального направления.

Места разрезки ядра на отдельные столбы совмещаются с рядами оконных и дверных проемов, в необходимых случаях вводятся вертикальные швы в углах ядра, пересечениях стен, местах резкого изменения толщины и т. д.

Усилия в этой расчетной модели отыскиваются из решения систем дифференциальных уравнений (с применением ЭВМ по программе «Авторяд ЕС»).

Проверка прочности и трещиностойкости столбов и перемычек по найденным усилиям выполняется по формулам норм по бетонным и железобетонным конструкциям.

6.14. Конструкции со скрытым каркасом

Несущие элементы со скрытым каркасом предназначены для строительства многоэтажных жилых и общественных зданий и представляют собой бетонные или железобетонные стеновые панели, усиленные бортовыми стальными элементами — скрытыми колоннами (рис. 6.46).

Стеновая панель может выполняться из тяжелого или конструктивного легкого бетона, например керамзитобетона. Стальные бортовые элементы выполняются из фасонного или листового проката и соединяются со стеновой панелью анкерными связями. Внутренние стены со скрытым каркасом могут опираться на фундамент или на колонны первых каркасных этажей.

Горизонтальный стык стеновых панелей со скрытым каркасом выполняется сборно-монолитным: пространство между панелями заполняется монолитным бетоном, а швы между торцами бортовых стальных элементов — цементным раствором (рис. 6.47).

Расчетные модели, используемые при проектировании конструкций многоэтажных зданий со скрытым каркасом, должны учитывать конструктивные особенности отдельных несущих элементов и пространственной несущей системы в целом (см. гл. 3).

Для расчета конструкций зданий со скрытым каркасом рекомендуется применять дискретно-континуальную и дискретные расчетные модели.

При использовании дискретно-континуальной расчет-

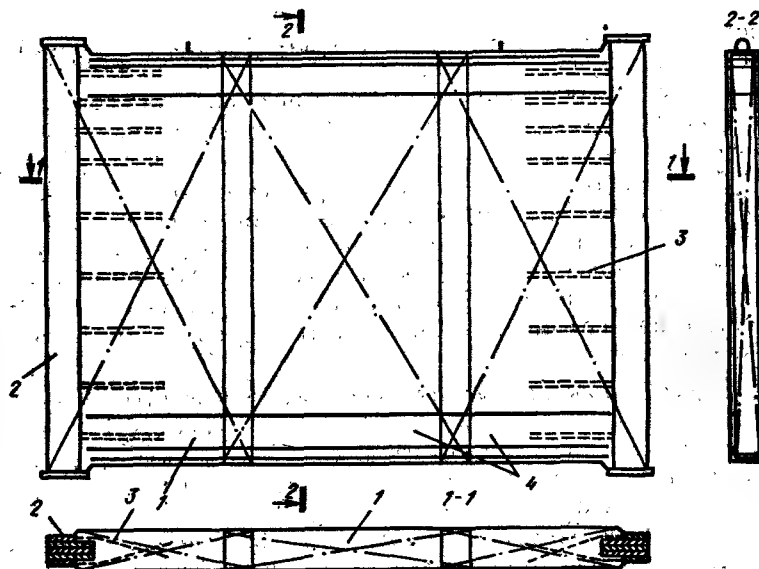


Рис. 6.46. Панели внутренних стен со скрытым каркасом

1 — железобетонная часть; 2 — стальное усиление; 3 — анкеры; 4 — объемные арматурные каркасы

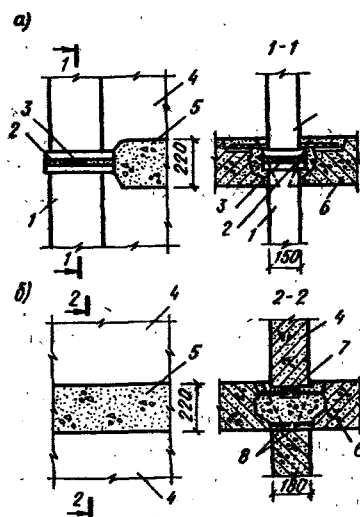


Рис. 6.47. Горизонтальные стыки конструкций со скрытым каркасом

а — разрывной стык стальных колонн; б — сборно-монолитный стык стенок; 1 — стальная колонна (усиление); 2 — разрывной шов; 3 — фиксирующая стальная прокладка; 4 — железобетонная стенка панели; 5 — бетон замоноличивания; 6 — перекрытие; 7 — ванная сварка; 8 — арматурные выпуски

ной модели сохраняются основные ее положения, изложенные в гл. 3; при дискретной модели можно пользоваться гл. 5.

Выбор расчетной модели зависит от стадии проекти-

рования, задач конкретного расчета и конструктивного решения несущей системы.

С целью экономии времени, снижения трудоемкости с сохранением требуемой точности расчет можно вести в два этапа.

На первом этапе статические расчеты здания в целом как пространственной несущей системы, включающей в себя разнотипные вертикальные конструкции, рекомендуется выполнять по дискретно-континуальной расчетной модели. В большинстве случаев расчеты, полученные на первом этапе, могут быть приняты в качестве окончательных.

В необходимых случаях выполняются расчеты второго этапа с целью определения усилий в зонах их концентрации, для чего рассчитываются фрагменты несущей системы с учетом результатов первого этапа с использованием дискретных расчетных моделей.

Расчет прочности столба стеновых панелей. Расчетные усилия (продольные силы и изгибающие моменты), действующие в нормальном (горизонтальном) сечении столба стеновых панелей, определяются статическим расчетом пространственной несущей системы здания.

Предельные усилия в горизонтальном сечении (рис. 6.48) находятся с учетом следующих особенностей:

сопротивление бетона сжатию принимается равным призменной прочности R_b (эпюра напряжений прямоугольная на участке x);

напряжение в более сжатой колонне принимается не более расчетного сопротивления стали сжатию R_{sc} ;

напряжение в менее сжатой колонне принимается равным нулю или сжимающим.

Расчет прочности в нормальном сечении панели производится в зависимости от соотношения между величиной относительного эксцентриситета $e_{rel} = e/h$ и граничным значением относительного эксцентриситета $e_{rel,R} = e_R/h$; здесь e — эксцентриситет действия продольной силы N относительно центра сечения менее напряженной колонны; e_R — граничный эксцентриситет продольной силы, т.е. такой, при котором в менее сжатой колонне напряжения равны нулю, а напряжения в бетоне и более сжатой колонне равны предельным (см. рис. 6.48).

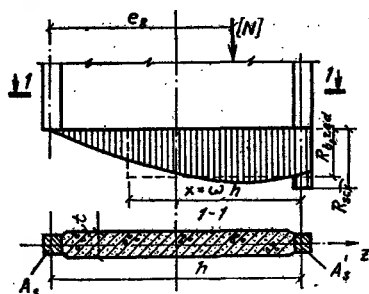


Рис. 6.48. Схема внутренних усилий в горизонтальном сечении панели со скрытым каркасом

Величина относительного граничного эксцентриситета определяется по формуле

$$e_{relR} = [R_{b,red} th\omega(1 - 0,5\omega) + R_{sc}A_s'] / [N], \quad (6.33)$$

где $[N] = R_{sc}A_s' + R_{b,red}th\omega$; R_{sc} — расчетное сопротивление стали колонны; A_s' — площадь сечения сжатой колонны; $R_{b,red}$ — приведенная призматическая прочность бетона с соответствующими коэффициентами; $R_{b,red} = R_b + \mu R_{sc}$, $\mu = A_s' / A_b$; ω — характеристика сжатой зоны бетона.

Расчет прочности стеновых панелей производится в двух нормальных сечениях:

в сечении на уровне середины высоты этажа (среднем сечении);

в сечении в непосредственной близости от междуэтажного перекрытия (нижнем сечении).

В средних сечениях должны соблюдаться следующие условия прочности:

а) при центральном сжатии $e_{rel} = 0,5$ (при симметричном сечении)

$$N \leq N_c = m\varphi(R_{b,red}A_b + 2R_{sc}A_s'); \quad (6.34)$$

б) при внецентренном сжатии, если $N \leq [N]$,

$$e_{rel} \leq e_{rel,R}; \quad (6.35)$$

в) при внецентренном сжатии, если $[N] < N < N_c$,

$$e_{rel} \leq [R_{b,red}th\xi(1 - 0,5\xi) + R_{sc}A_s'] / N < e_{rel,R}; \quad (6.36)$$

при этом относительная высота сжатой зоны бетона определяется по формуле

$$\xi = [N - R_{sc}A_s' + \omega A_s R_{sc} / (1 - \omega)] / [R_{b,red}th + A_s R_{sc} / (1 - \omega)], \quad (6.37)$$

В формулах (6.34) — (6.37):

N — расчетная сжимающая сила; N_c — расчетная сила при центральном ее приложении; $m = 0,85$ — коэффициент условия работы (принятый как временный для экспериментального строительства); φ — коэффициент продольного изгиба.

Проверка прочности в нижних сечениях панели осуществляется по формулам (6.34) — (6.37) при $m = 1$, $\varphi = 1$ и заменой $R_{b,red}$ на $R'_{b,red}$ с учетом косвенного армирования; A_b на $A_{b,1}$ — площадью бетона, ограниченной продольными стержнями горизонтальных каркасов косвенного армирования.

Горизонтальные стыки. В панелях со скрытым каркасом для соединения колонн применяются растворные стыки, а для сопряжения стенок с перекрытиями — сборно-моноклитные или платформенные стыки.

Растворные стыки стальных колонн (см. рис. 6.47, а) выполняются из обычного цементно-песчаного раствора при толщине шва $t \leq 0,1b_f \leq 20$ мм (b_f — меньшая сторона фланца колонны в плане). Несущая способность растворных стыков определяется по формуле

$$N = kR_b A_f / (1 + eA_f / w_f), \quad (6.38)$$

где A_f — эффективная площадь стыка (фланца); R_b — кубиковая прочность раствора, МПа; e — эксцентриситет продольной силы (расчетный или случайный) из плоскости панели; w_f — момент сопротивления эффективной площади стыка (фланца) в направлении эксцентриситета силы; k — коэффициент условий работы растворного шва, зависящий от прочности раствора, его толщины и податливости.

Эффективная площадь стыка (фланца) равна площади, заключенной внутри прямоугольника, стороны которого равны сторонам поперечного сечения колонны, увеличенным по всему периметру из-за вылета торцевого листа (фланца).

Сборно-моноклитный стык железобетонных стеновых панелей с плитами перекрытий (см. рис. 6.47, б) должен обладать несущей способностью, определяемой из условия

$$N \leq R'_{b,red} A_c,$$

где $R'_{b,red}$ — приведенная прочность сборно-моноклитного стыка, зависящая от прочности бетона замоноличивания, местного приложения нагрузки, содержания и характера косвенного армирования; A_c — площадь контакта сборно-моноклитного стыка со стенкой панели.

Горизонтальные торцы железобетонных внутренних панелей следует усиливать косвенным армированием в виде плоских горизонтальных сварных каркасов, образованных двумя продольными и приваренными к ним контактной сваркой поперечными стержнями. Продольная арматура в элементах с косвенным армированием всегда должна находиться внутри контура сварных каркасов.

Вертикальные стыки стенки панели со скрытыми колоннами. Вертикальные стыки должны обеспечить совместную работу стальных колонн с бетонной стенкой панели. Анкерные стержни рекомендуется располагать парно (см. рис. 6.46), для них используется арматура класса А-II. Вертикальные стыки между колонной и стенкой панели не должны иметь трещин в бетоне или нарушения сцепления между металлом и бетоном. Эти требования соблюдаются при выполнении следующих условий:

$$Q_{ij} \leq mn(q_s A_s + 0,7 R_{bt} A_b); \quad (6.39)$$

$$Q_{ij} \leq n[q_{s,1} A_{s,1} + R_b d(1 + 8d/3)], \quad (6.40)$$

где Q_{ij} — усилие сдвига, приходящееся на один стык в i -ом этаже j -й зоны на участке высотой на этаж; это усилие определяется из общего статического расчета несущей системы по указаниям гл. 3; n — число пар анкеров между одной колонной и стенкой (на этаж); m — коэффициент условий работы (0,85 для керамзитобетона, 1,1 для тяжелого бетона); $q_s = 2R_{bt} G_s / G_b$, (R_{bt} — нормативное сопротивление бетона растяжению; G_s и G_b — модули сдвига соответственно стали и бетона); A_b — площадь сечения бетона стенки, отнесенная к одной паре анкеров; $q_{s,1}$ — напряжение сцепления, зависящее от профиля сечения колонны и класса бетона; $q_{s,1} \approx 0,3 \sqrt{R_b}$; $A_{s,1}$ — площадь поверхности сцепления колонны с бетонной стенкой; d — диаметр анкера; l — длина участка анкера, привариваемого к колонне.

ГЛАВА 7. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ

ПРИМЕР 1. КРУПНОПАНЕЛЬНЫЙ ЖИЛОЙ ДОМ *

7.1. Исходные данные

Пример расчета и конструирования разработан для несущей системы 23-этажного крупнопанельного жилого дома, состоящего из одной секции (рис. 7.1).

Район строительства — Москва; тип местности — Б; общая длина здания $L = 31,06$ м; ширина здания $B = 14,7$ м; высота этажа $h = 2,8$ м; общая высота здания $H = 64,4$ м; наружные стены — навесные керамзитобетонные панели толщиной $t = 34$ см с плотностью $D = 1000$; плиты перекрытий — железобетонные сплошные толщиной $t = 14$ см из бетона класса В25; внутренние несущие стены — железобетонные толщиной 18 см из бетона класса В30; раствор горизонтальных швов — класса В15.

* В составлении примера принимала участие В. Н. Шпанова.

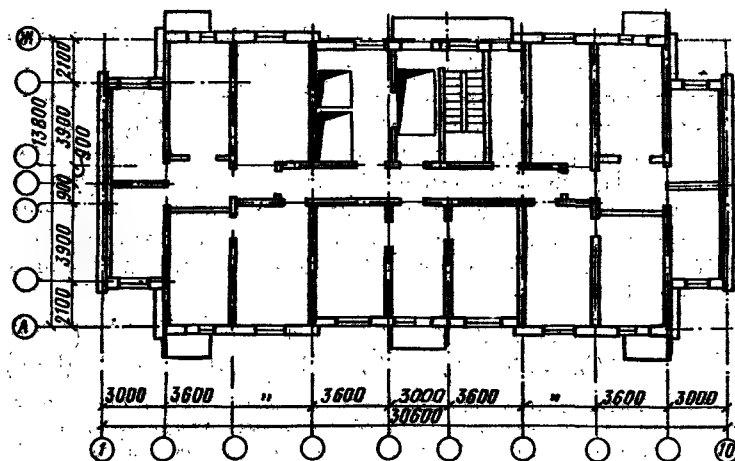


Рис. 7.1. План крупнопанельного жилого дома

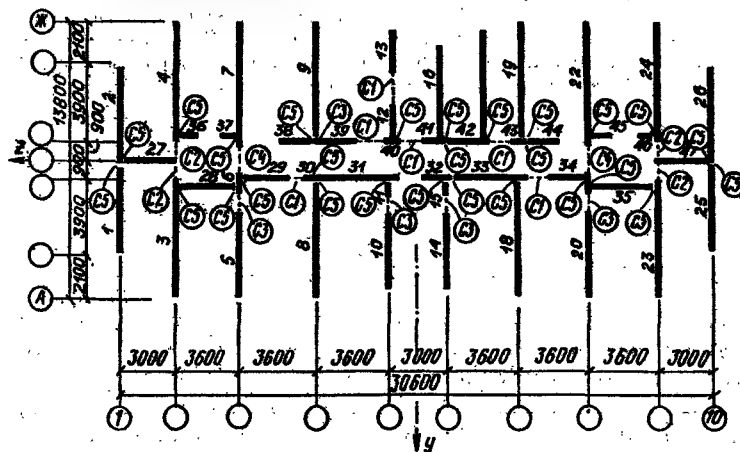


Рис. 7.2. Схема расположения несущих столбов и связей сдвига

Расчет несущей системы здания ведется на ЭВМ ЕС-1022, ЕС-1033 по программе «Авторяд ЕС», в основу которой положена теория, изложенная в гл. 3. Дискретно-континуальная расчетная модель образована вертикальными несущими столбами (нумерация их дана на рис. 7.2), которые перерезаны податливыми горизон-

тальными растворными швами и объединены в единую пространственную систему жесткими в своей плоскости дисками перекрытий и упругоподатливыми связями сдвига по вертикальным швам.

Связями сдвига между вертикальными несущими столбами служат податливые из плоскости перекрытия, надпроемные перемычки и шпонки. Расчет ведется в упругой стадии работы.

Основание фундамента принято неподатливым. Для расчета здания на ЭВМ по программе «Авторяд ЕС» необходимо: установить расчетную схему; собрать горизонтальную нагрузку на фасад и на торец здания с учетом кручения, если оно есть; собрать вертикальную нагрузку на каждый несущий столб с учетом эксцентриситета в случае внецентренно приложенной нагрузки; определить податливость горизонтальных растворных швов и связей сдвига по вертикальным швам; составить исходную информацию для ЭВМ согласно инструкции к программе; выполнить расчет на ЭВМ; подобрать сечения несущих элементов по результатам расчета.

В расчете здания прежде всего выбираем начало системы координат, которое удобно совместить с центром жесткостей, если его возможно заранее определить.

В противном случае начало системы выбирается произвольно, и расчетом по программе определяются координаты центра жесткостей. Затем определяется значение функции внешнего крутящего момента относительно этого центра жесткостей.

Таблица 7.1. Характеристика несущих столбов толщиной 18 см

Номер столба	Модуль упругости столба $E_k, \text{ед}$	Алгебраические координаты столба, м			
		максимальные		минимальные	
		по оси Y	по оси Z	по оси Y	по оси Z
1	*	4,7	15,1	0,1	15,1
2	*	0,1	15,1	-4,7	15,1
3	*	6,79	12,1	0,99	12,1
4	*	-0,99	12,1	-6,79	12,1
5	+	6,79	8,7	2,34	8,7
6	+	1,44	8,7	0,7	8,7
7	+	-0,7	8,7	-6,79	8,7
8	+	6,79	5,1	0,99	5,1
9	+	-0,99	5,1	-6,79	5,1
10	+	6,49	1,5	2,58	1,5
11	+	1,68	1,5	0,99	1,5
12	+	-0,99	1,29	-3,01	1,29

Номер столба	Модуль упругости столба $E_k, \text{ед}$	Алгебраические координаты столба, м			
		максимальные		минимальные	
		по оси Y	по оси Z	по оси Y	по оси Z
13	+	-4,66	1,29	-6,49	1,29
14	+	6,49	-1,5	2,58	-1,5
15	+	1,68	-1,5	0,99	-1,5
16	+	-0,99	-0,9	-5,59	-0,9
17	+	-0,99	-3,30	-6,49	-3,30
18	+	6,79	-5,1	0,99	-5,1
19	+	-0,99	-5,1	-6,79	-5,1
20	+	6,79	-8,7	2,34	-8,7
21	+	1,44	-8,7	0,7	-8,7
22	+	-0,7	-8,7	-6,79	-8,7
23	*	6,79	-12,1	0,99	-12,1
24	*	-0,99	-12,1	-6,79	-12,1
25	*	4,7	-15,1	0,1	-15,1
26	*	0,1	-15,1	-4,7	-15,1
27	+	0	15,01	0	12,01
28	+	1,19	12,01	1,19	8,79
29	+	0,9	8,61	0,9	6,65
30	+	0,9	5,75	0,9	5,19
31	+	0,9	5,19	0,9	0,89
32	+	0,9	-0,01	0,9	-1,6
33	+	0,9	-1,6	0,9	-5,64
34	+	0,9	-6,54	0,9	-8,61
35	+	1,19	-8,79	1,19	-12,01
36	+	-1,19	12,01	-1,19	11,04
37	+	-1,19	9,76	-1,19	8,79
38	+	-0,9	6,82	-0,9	5,19
39	+	-0,9	5,19	-0,9	2,94
40	+	-0,9	1,66	-0,9	0,86
41	+	-0,9	-0,04	-0,9	-0,99
42	+	-0,9	-0,99	-0,9	-3,69
43	+	-0,9	-4,59	-0,9	-5,19
44	+	-0,9	-5,19	-0,9	-6,82
45	+	-1,19	-8,79	-1,19	-9,76
46	+	-1,19	-11,04	-1,19	-12,01
47	+	0	-12,01	0	-15,01

Примечание. Знаком «*» обозначены приведенные модули упругости столбов величиной $0,14 \cdot 10^9 \text{ кН/м}^2$, знаком «+» то же, величиной $0,13 \cdot 10^9 \text{ кН/м}^2$.

В данном примере рассматривается здание практически симметричное, его центр жесткостей почти совпадает с геометрическим центром плана здания (с точкой пересечения осей симметрии). Направление осей Y и Z показано на рис. 7.2, здесь же дана схема расположения несущих столбов и связей сдвига.

После выбора начала системы координат производится нумерация несущих вертикальных столбов и определяются их максимальные и минимальные алгебраические координаты по осям Y и Z . Результаты сведены в табл. 7.1.

7.2. Ветровая нагрузка на фасад здания

Нормативное давление ветра для зданий $H > 40$ м с равномерно распределенной массой при учете только первой формы собственных колебаний для любого уровня по высоте здания вычисляется по формулам гл. 3.

Для настоящего примера $q_0 = 0,27$ кН/м² — скоростной напор на 1 м² поверхности фасада для Москвы; $c = 1,4$ — аэродинамический коэффициент; $m = 0,593$ — коэффициент пульсации скоростного напора для верха здания ($H = 64,4$ м); k — коэффициент нозрастания скоростного напора по высоте здания, зависящий от типа местности (для данного примера значения k приведены в табл. 7.2); $\xi_1 = 1,35$ — коэффициент динамичности, зависящий от параметра e_1 , который составляет 0,026. Значение периода первой формы собственных колебаний найдено по приближенной формуле (3.3); $v = 0,472$ — коэффициент корреляции, зависящий от e_1 и от отношения $L/H = 31,06/64,4 = 0,482$; x — коэффициент, учитывающий изменение пульсаций по высоте и форму собственных колебаний здания, он приведен в табл. 7.2.

Нормативные значения ветрового давления на фасад здания длиной $L = 31,06$ м составят при $k^* v \xi_1 m = 1,489 \cdot 0,472 \cdot 1,35 \cdot 0,593 = 0,562$:

$$\text{для } x = 0 \quad q = 0,27 \cdot 1,4(1,489 + 0,562 \cdot 1,36)31,06 = 26,5 \text{ кН/м};$$

Таблица 7.2. Изменение показателей ветровой нагрузки в зависимости от высоты

Показатель	Высота от уровня земли, м				
	64,4	60	40	20	10
x^*	0	4,4	24,4	44,4	54,4
x/H	0	0,068	0,379	0,689	0,845
x	1,36	1,306	1,021	0,674	0,439
k	1,489	1,45	1,2	0,9	0,65

* Используемая методика расчета предусматривает положение начала координат в вершине здания.

$$\begin{aligned} & \times x = 4,4 \quad q = 0,27 \cdot 1,4(1,45 + 0,562 \cdot 1,306)31,06 = 25,6 \text{ кН/м}; \\ & \times x = 24,4 \quad q = 0,27 \cdot 1,4(1,2 + 0,562 \cdot 1,021)31,06 = 20,8 \text{ кН/м}; \\ & \times x = 44,4 \quad q = 0,27 \cdot 1,4(0,9 + 0,562 \cdot 0,674)31,06 = 15,0 \text{ кН/м}; \\ & \times x = 54,4 \quad q = 0,27 \cdot 1,4(0,65 + 0,562 \cdot 0,439)31,06 = 10,5 \text{ кН/м}; \\ & \times x = 64,4 \quad q = 0,27 \cdot 1,4(0,65 + 0,562 \cdot 0,439)31,06 = 10,5 \text{ кН/м}. \end{aligned}$$

Полученная исходная эпюра приводится в эквивалентной трапециевидной. Для этого определяются площадь A , статический момент S относительно нулевой отметки и положение центра тяжести исходной эпюры нагрузки:

$$A = 10,5 \cdot 10 + \frac{10,5 + 15,0}{2} 10 + \frac{15,0 + 20,8}{2} 20 +$$

$$\frac{20,8 + 25,6}{2} 20 + \frac{25,6 + 26,5}{2} 4,4 = 1169,1 \text{ (кН)};$$

$$S = 10,5 \cdot 10 \cdot 5 + \frac{15,0 + 10,5}{2} 10 \left(10 + \frac{2}{3} 10 \right) +$$

$$+ 10,5 \cdot 10 \cdot 15 + \frac{20,8 + 15,0}{2} 20 \left(20 + \frac{2}{3} 20 \right) + 15,0 \cdot 20 \cdot 30 +$$

$$+ \frac{25,6 + 20,8}{2} 20 \left(40 + \frac{2}{3} 20 \right) + 20,8 \cdot 20 \cdot 50 +$$

$$+ \frac{26,5 + 25,6}{2} 4,4 \left(60 + \frac{2}{3} 4,4 \right) + 25,6 \cdot 1,4 \cdot 62,2 = 43899 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$C = \frac{S}{A} = 37,5 \text{ м}.$$

Затем по формулам (3.2) вычисляется параметр трапециевидной эпюры ветрового давления

$$a = \frac{2H - 3C}{3C - H} = \frac{2 \cdot 64,4 - 3 \cdot 37,5}{3 \cdot 37,5 - 64,4} = 0,34.$$

Нормативное значение ветрового давления будет равно: вверху здания при $x = 0$

$$q = \frac{2 \cdot A}{(1 + a)H} = \frac{2 \cdot 1169,1}{(1 + 0,34)64,4} = 27,1 \text{ кН/м};$$

внизу здания при $x = 64,4$

$$q = aq = 0,34 \cdot 27,1 = 9,2 \text{ кН/м}$$

Расчетные значения ветровой нагрузки соответственно вверху и внизу здания равны:

$$q = 1,2 \cdot 27,1 = 32,5 \text{ кН/м}; aq = 1,2 \cdot 9,2 = 11,0 \text{ кН/м}.$$

Несмотря на то что здание практически симметрично, оно испытывает одновременно изгиб и кручение, так как отношение $L/B = 31,06/14,7 = 2,2 > 2$. В этом случае эксцентриситет действия равнодействующей горизонтальной нагрузки принимается $e_z = 0,15L = 0,15 \times 31,06 = 4,7$ м, а интенсивность крутящего момента:

вверху здания

$$qe_z = 32,5 \cdot 4,7 = 152,0 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

внизу здания

$$aqe_z = 11,0 \cdot 4,7 = 51,7 \text{ кН} \cdot \text{м/м}.$$

7.3. Ветровая нагрузка на торец здания

Ординаты эпюры нагрузки находятся ак же, как и на фасад, но при этом ширину здания B необходимо увеличить на величину ΔB , которая учитывает наличие балконов на фасадах здания (см. рис. 7.1):

$$\Delta B = 0,1ln/H = 0,1 \cdot 2,2 \cdot 264/64,4 = 0,9 \text{ м},$$

где $l = 2,2$ м — длина балкона; $h = 1,0$ м — высота балкона; $n = 2 \cdot 6 \cdot 22 = 264$ — количество балконов на двух фасадах.

В расчет вводится $B = 14,70 + 0,9 = 15,60$ м. С учетом этого ординаты трапецевидной эпюры ветровой нагрузки, действующей на осн Z , будут равны:

$$q = 16,3 \text{ кН/м}; ag = 5,8 \text{ кН/м}.$$

7.4. Вертикальные нагрузки на столбы

Для сбора нагрузок на столб вначале определим для каждого столба грузовую площадь A_i (рис. 7.3). Затем находим нагрузку на 1 м^2 перекрытия типового этажа по помещениям (квартиры, коридора, кухни и т. д.), на 1 м^2 перекрытия по помещениям нетиповых этажей, а также на 1 м^2 покрытия. После этого по формуле

$$F_i = (q_1 + v_1 + q_2n + v_2n\eta_3)A_i + G_in,$$

где q_1 — постоянная нагрузка на 1 м^2 от покрытия; q_2 — то же, на 1 м^2

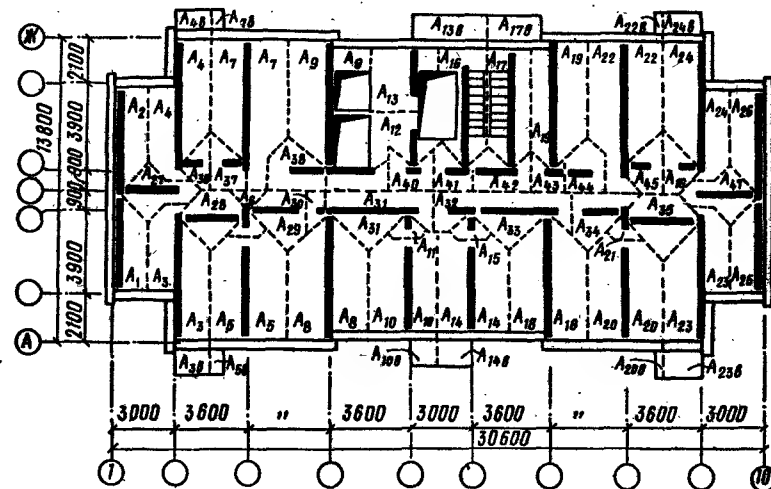


Рис. 7.3. Грузовые площади для вертикальных нагрузок

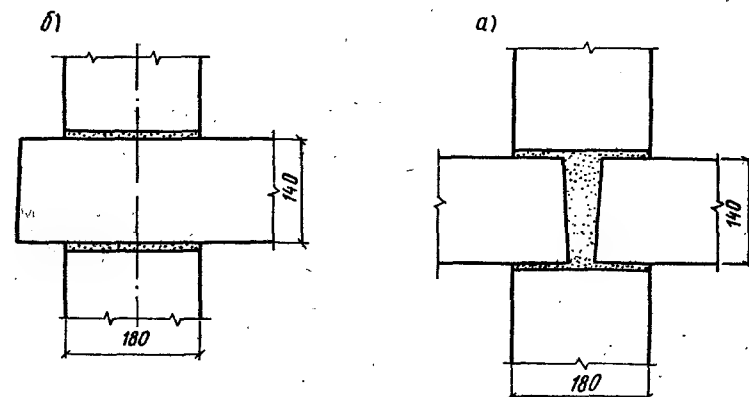


Рис. 7.4. Узлы опирания плит перекрытия на стены

а — двустороннее; б — одностороннее

перекрытия; v_1 — временная нагрузка на 1 м^2 покрытия; v_2 — то же, на 1 м^2 перекрытия; G_i — собственный вес i -го столба высотой h ; n — количество этажей; η_3 — коэффициент снижения временной нагрузки в зависимости от этажности;

вычисляется общая нагрузка на столб, которая распределяется равномерно по высоте столба,

$$p_i = F_i / H.$$

Если вертикальная нагрузка приложена таким образом, что создает в плоскости столба дополнительный изгибающий момент, то его обязательно надо учесть при расчете всей несущей системы здания. С этой целью внецентренно приложенная нагрузка заменяется действием центрально распределенных по высоте нагрузки и момента $m_i = p_i e_i$.

В табл. 7.3—7.5. приводится пример сбора вертикальной нагрузки на столбы 14 и 15 (см. рис. 7.2 и 7.3).

Собственный вес столба 14

$$G_{n,14} = 0,18 \cdot 3,91(2,8 - 0,14)25 = 46,8 \text{ кН}; G_{14} = 46,8 \cdot 1,1 = 51,5 \text{ кН}.$$

Собственный вес столба 15

$$G_{n,15} = 0,18 \cdot 0,69(2,8 - 0,14)25 = 8,3 \text{ кН}; G_{15} = 9,1 \text{ кН}.$$

Собственный вес перемычки

$$G_n = 0,18(0,52 + 0,08)0,9 \cdot 25 = 2,43 \text{ кН}; G = 2,67 \text{ кН}.$$

Собственный вес навесной панели:

Таблица 7.3. Нагрузка на 1 м² перекрытия типового этажа жилого помещения

Нагрузка	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка, Н/м ²
Штучный паркет на мастике $t=20$ мм, D950	190	1,2	228
Плита древесноволокнистая твердая $t=12$ мм, D1000	120	1,3	156
То же, мягкая $t=12$ мм, D350	40	1,3	52
Плита перекрытия сплошная $t=140$ мм, D2500	3500	1,1	3850
Перегородки	500	1,1	550
Итого	4350		4836
Временная нагрузка	1500	1,4	2100
Всего	5850	—	6936

Таблица 7.4. Нагрузка на 1 м² перекрытия типового этажа нежилого помещения (балкона)

Нагрузка	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка, Н/м ²
Плита керамическая на цементном растворе, $t=30$ мм, D2000	600	1,2	720

Продолжение табл. 7.4

Нагрузка	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка, Н/м ²
Плита железобетонная сплошная, $t=140$ мм	3500	1,1	3850
Итого	4100		4570
Временная нагрузка	4000	1,3	5200
Всего	8100	—	9770

Таблица 7.5. Нагрузка на 1 м² покрытия

Нагрузка	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка, Н/м ²
Гидроковер в 4 слоя	190	1,3	250
Армированная цементная стяжка, $t=40$ мм, D2200	880	1,3	1144
Пеностекло, $t=120$ мм, 300	360	1,3	468
Керамзитобетон по уклону, $t=100$ мм, D1200	1200	1,3	1560
Пароизоляция в 1 слой	50	1,3	65
Сплошная железобетонная плита, $t=140$ мм	3500	1,1	3850
Итого	6180		7337
Временная снеговая нагрузка	1000	1,4	1400
Всего	7180	—	8737

$$\text{типа Н 35—1} \quad G_n = 25,7 \text{ кН};$$

$$\text{типа Н 65—1} \quad G_n = 45,1 \text{ кН}.$$

На столб 14 приходится нагрузка от навесных панелей $G_n = [(25,7 + 45,1)/10,2]3,1 = 21,5 \text{ кН}; G = 23,7 \text{ кН}.$

Грузовая площадь для столба 14:

$$A_{14} = A'_{14} + A''_{14} = 7,3 + 6,10 = 13,40 \text{ м}^2;$$

$$A'_{14} = 1,71 \cdot 5,5 - 0,5 \cdot 1,71^2 - 0,5 \cdot 1,14^2 = 7,3 \text{ м}^2;$$

$$A''_{14} = 1,41 \cdot 5,5 - 0,5 \cdot 1,41^2 - 0,5 \cdot 1,14^2 = 6,1 \text{ м}^2;$$

$$A_b = 1,13 \cdot 1,5 = 1,7 \text{ м}^2 \text{ (площадь балкона)}.$$

Для 23-этажного здания $\eta_3 = 0,478$.

Расчетная нагрузка на столб 14:

$$F_{14} = 7,337 \cdot 13,40 + 1,4 \cdot 13,40 + 4,836 \cdot 13,40 \cdot 23 + 2,1 \cdot 13,4 \times \times 23 \cdot 0,478 + 51,5 \cdot 23 + 0,5 \cdot 2,67 \cdot 23 = 3132,1 \text{ кН}; p_{14} = = 3132,1/64,4 = 48,6 \text{ кН/м} — \text{нагрузка приложена центрально}.$$

Вицентрично приложенная нагрузка на столб 14 от панелей и от балкона:

$$F_{14,e} = 23,7 \cdot 23 + 4,57 \cdot 1,7 \cdot 23 + 5,2 \cdot 0,8 \cdot 1,5 \cdot 23 \cdot 0,478 = 792,4 \text{ кН};$$

$$p_{14,e} = 792,4 / 64,4 = 12,3 \text{ кН/м}.$$

Распределенная нагрузка на столб 14

$$\Sigma p_{14} = 48,6 + 12,3 = 60,9 \text{ кН/м}.$$

Распределенный момент

$$m_4 = 12,3 \cdot 3,91 / 2 = 24 \text{ кН} \cdot \text{м/м}.$$

Грузовая площадь для столба 15

$$A_{15} = A'_{15} + A''_{15} = 2 \cdot 0,5 \cdot 1,14^2 = 1,32 \text{ м}^2.$$

Расчетная нагрузка на столб 15

$$F_{15} = 7,337 \cdot 1,32 + 1,4 \cdot 1,32 + 4,836 \cdot 1,32 \cdot 23 + 2,1 \cdot 1,32 \cdot 23 \times 0,478 + 9,1 \cdot 23 + 0,5 \cdot 2,67 \cdot 23 = 428,9 \text{ кН}.$$

Распределенная по высоте столба нагрузка

$$P_{15} = 428,9 / 64,4 = 6,7 \text{ кН/м}.$$

Центрально приложенная вертикальная нагрузка и распределенный момент на остальные столбы приведены в табл. 7.6.

Таблица 7.6. Вертикальные нагрузки и распределенные моменты, действующие на столбы

Номер столба	Грузовые площади, м ²		Нагрузка, кН/м			Момент, кН·м/м
	участка перекрытия	балкона	постоянная	временная	общая	
1	2	3	4	5	6	7
1	5,6	—	61,0	2,13	63,13	—10,34
2	5,6	—	61,0	2,13	63,13	10,34
3	13,9	—2,05	75,5	6,3	81,8	—28,4
4	13,9	2,05	75,5	6,3	81,8	28,4
5	15,24	0,5	62,3	6,03	68,33	—26,8
6	1,63	—	7,1	0,62	7,72	—
7	17,4	0,5	74,1	6,9	81,0	36,7
8	16,4	—	85,2	6,2	91,4	—29,2
9	10,36	—	66	4,4	70,4	34,3
10	13,4	1,7	54,8	6,1	60,9	—24,0
11	1,32	—	6,2	0,5	6,7	—
12	3,88	—	17,2	2,7	19,9	—
13	6,05	1,24	39	5	44	11,6
14	13,4	1,7	54,8	6,1	60,9	—24,0
15	1,32	—	6,2	0,5	6,7	—
16	7,73	—	59,6	5,3	64,9	—
17	10,23	2,38	56,9	7,0	63,9	28,2
18	16,4	—	68,5	6,2	74,7	—30,8

Продолжение табл. 7.6

Номер столба	Грузовые площади, м ²		Нагрузка, кН/м			Момент, кН·м/м
	участка перекрытия	балкона	постоянная	временная	общая	
1	2	3	4	5	6	7
19	12,6	0,48	77,5	6,5	84,0	25,4
20	15,24	0,5	69,4	6,03	75,43	—26,8
21	1,63	—	7,1	0,62	7,72	—
22	17,4	0,5	74,1	6,9	81,0	36,7
23	13,9	2,05	75,5	6,3	81,8	—28,4
24	13,9	2,05	75,5	6,3	81,8	28,4
25	5,6	—	61,0	2,13	63,13	—10,34
26	5,6	—	61,0	2,13	63,13	10,34
27	4,0	—	20,6	1,5	22,1	—
28	5,02	—	23	1,8	24,8	—
29	4,02	—	19,1	1,7	20,8	—
30	1,33	—	5,7	0,8	6,5	—
31	7,24	—	37,7	3,9	41,6	—
32	1,52	—	13,2	1,7	14,9	—
33	7,04	—	37,5	3,8	41,3	—
34	4,02	—	18,6	1,8	20,4	—
35	5,02	—	23	1,8	24,8	—
36	2,51	—	9,2	1,0	10,2	—
37	2,51	—	9,2	1,0	10,2	—
38	4,9	—	22,4	2,3	24,7	—
39	3,37	—	17,5	2,1	19,6	—
40	2,25	—	9,8	1,6	11,4	—
41	1,87	—	7,9	1,3	9,2	—
42	2,88	—	19,3	2,1	21,4	—
43	1,18	—	5,1	2,0	7,1	—
44	4,8	—	22,4	2,3	24,7	—
45	2,51	—	9,2	1,0	10,2	—
46	2,51	—	9,2	1,0	10,2	—
47	4,0	—	20,6	1,5	22,1	—

7.5. Податливость горизонтальных швов

При расчете здания податливость горизонтальных швов учитывается путем замены начального модуля упругости бетона столбов приведенным модулем упругости, который определяется по формуле

$$E_{b,red} = (1 / \varphi_b E_b + \lambda / h)^{-1},$$

где φ_b — коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона (СНиП 2.03.01—84, $\varphi_b = 0,85$; $E_b = 29 \cdot 10^3$ МПа).

При платформенном стыке плит перекрытия со стенами (рис. 7.4, а) его податливость

$\lambda = 2l\lambda_{ш}/(b_1 + b_2) = 10,3 \cdot 10^{-8} \text{ м}^3/\text{кН}$,
где $b_1 = b_2 = 0,07 \text{ м}$ — длина опирания плит перекрытия на стену;
 $l = 0,18 \text{ м}$ — толщина стен; $\lambda_{ш} = 4 \cdot 10^{-8} \text{ м}^3/\text{кН}$ — податливость растворного шва при кратковременном сжатии.

При опирании плит перекрытия на всю толщину стены (по первой и последней поперечным осям) податливость швов

$$\lambda_i = 2\lambda_{ш} = 8 \cdot 10^{-8} \text{ м}^3/\text{кН}.$$

В первом случае опирания плит приведенный модуль упругости

$$E_{b,ред} = \left(\frac{1}{0,85 \cdot 29 \cdot 10^6} + \frac{10,3 \cdot 10^{-8}}{2,8} \right)^{-1} = 0,13 \cdot 10^8 \text{ кН/м}^2$$

В случае полного опирания плит на стены (рис. 7.4, б)

$$E_{b,ред} = 0,14 \cdot 10^8 \text{ кН/м}^2.$$

Значения приведенного модуля упругости для столбов можно взять из табл. 7.1.

7.6. Податливость связей сдвига в несущей системе крупнопанельного жилого дома

Податливость связей сдвига характеризуется параметром s , который зависит от типа связей. В данном примере приняты пять типов связей (см. рис. 7.2): надпроемные перемычки стен (С1), подпроемные перемычки рамо-стен (С2), надпроемные перемычки совместно с плитами перекрытия (С3), собственно перекрытия (С4), шпонки в виде перекрытий (С5). В табл. 7.7 приведены характеристика связей сдвига, значения параметра для каждой связи и основные данные для его нахождения.

Для надпроемных перемычек стен-диафрагм по формуле

$$s_i = \frac{hl^3}{12 B_b b_i} \gamma_i$$

где γ_i — коэффициент влияния сдвига перемычек в упругой стадии их работы определяется по формуле (3.53):

Формула расчета изгибной жесткости имеет следующий вид:

$$B_b = 0,85 E_b t d^3 / 12.$$

Исходя из того, что для всех перемычек толщина $t = 0,18 \text{ м}$, высота $h = 0,52 \text{ м}$, модуль упругости $E_b = 0,29 \cdot 10^8 \text{ кН/м}^2$ и $B_b = 5,02 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$, характерис-

тика i -й перемычки s_i зависит только от ее пролета l и от расстояния между центрами тяжести сечений объединенных ею столбов b_i .

Параметр s_i для связей типа С2 можно находить как для двухпролетной симметричной рамо-диафрагмы по формуле

$$s_i = \frac{h}{3b_i} \left[\frac{(l_{bi} - v)^3 + v^3}{B_b} + \frac{v^2}{2c} \right].$$

В качестве колонны условно принята часть столба 27(47) длиной $6t = 6 \cdot 0,18 = 1,08 \text{ м}$, изгибная жесткость

которой составила $B_b = \frac{1,08 \cdot 0,18^3}{12} \cdot 0,13 \cdot 10^8 = 6,7 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$.

Для параметра s_i вычисляются:

$$c = B_c / h = 2,44 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$r = \frac{B_b}{l_b} = \frac{5,02 \cdot 10^4}{0,9} = 5,58 \cdot 10^4; \quad v = \frac{l}{2 + r/3c} = 0,09 \text{ м}.$$

В случае когда связь между столбами стен осуществляется плитами перекрытий (С4), характеристика s_i определяется по формуле (3.53, а), в которой условная полезная ширина перекрытия принимается по графику на рис. (3.24). Для третьего типа связей, когда взаимному сдвигу столбов сопротивляются перемычки совместно с перекрытиями, формула податливости имеет вид

$$s_i = 1 / \left(\frac{1}{s_1} + \frac{1}{s_2} \right).$$

В последнем выражении s_1 находится как для надпроемных перемычек стен, а s_2 — как для связей, в качестве которых служат плиты перекрытий.

И, наконец, если столбы стен соединены вплотную связями сдвига типа С5, расположенными с шагом h , то податливость определяется по формуле

$$s_i = \phi h / b_i,$$

где $\phi = 5 \cdot 10^{-6} \text{ м/кН}$ — коэффициент податливости для плит перекрытий, заведенных в шов стеновых панелей.

При составлении исходной информации для машины кроме податливости для каждой связи сдвига дается информация об ее нумерации и координатах. Номер

Таблица 7.7. Характеристика связей свай в несущей системе крупнопанельного жилого дома

Тип связи свай	Номера соединяемых столбов (номера связей)	l_i , м	h_i , м	b_i , м	γ_i	s_{0i} см/МН	Координаты присоединения связи			
							по оси Y		по оси Z	
							Y_{max}	Y_{min}	Z_{max}	Z_{min}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
C2	3,27	0,9	0,52	3,89	1,110	0,33	0,99	0,09	12,1	12,1
C2	27,4	0,9	0,52	3,89	1,11	0,33	-0,09	-0,99	12,1	12,1
C3	5,6	0,9	0,52*	3,495	1,11	0,10	2,34	1,44	8,7	8,7
C4	6,7	1,4	0,14	4,815	1	2,3	0,7	-0,7	8,7	8,7
C3	10,11	0,9	0,52	3,2	1,11	0,11	2,58	1,68	1,5	1,5
C1	12,13	1,65	0,14	3,575	1,03	0,6	-3,01	-4,66	1,29	1,29
C3	14,15	0,9	0,52	3,2	1,11	0,11	2,58	1,68	-1,5	-1,5
C3	20,21	0,9	0,14	3,495	1,11	0,10	2,34	1,44	-8,7	-8,7
C4	21,22	1,4	0,14	4,815	1	2,3	0,7	-0,7	-8,7	-8,7
C2	23,47	0,9	0,52	3,89	1,11	0,33	0,99	0,09	-12,1	-12,1
C2	47,24	0,9	0,52	3,89	1,11	0,33	-0,09	-0,99	-12,1	-12,1
C1	29,30	0,9	0,52	2,16	1,11	0,17	0,9	0,9	6,65	5,75

Продолжение табл. 7.7.

Тип связи свай	Номера соединяемых столбов (номера связей)	l_i , м	h_i , м	b_i , м	γ_i	s_{0i} см/МН	Координаты присоединения связи			
							по оси Y		по оси Z	
							Y_{max}	Y_{min}	Z_{max}	Z_{min}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
C5	30,31	0	—	2,43	—	0,58	0,9	0,9	5,19	5,19
C1	31,32	0,9	0,52	3,795	1,11	0,1	0,9	0,9	0,89	-0,01
C5	32,33	0	—	2,815	—	0,5	0,9	0,9	-1,6	-1,6
C1	33,34	0,9	0,52	4,005	1,11	0,09	0,9	0,9	-5,64	-5,64
C1	36,37	1,28	0,52	2,25	1,06	0,46	-1,19	-1,19	11,04	9,76
C5	38,39	0	—	1,94	—	0,72	-0,9	-0,9	5,19	5,19
C1	39,40	1,28	0,52	2,805	1,06	0,37	-0,9	-0,9	2,94	1,66
C1	40,41	0,9	0,52	1,775	1,11	0,21	-0,9	-0,9	0,86	-0,04
C5	41,42	0	—	1,825	—	0,77	-0,9	-0,9	-0,99	-0,99
C1	42,43	0,9	0,52	2,55	1,11	0,15	-0,9	-0,9	-3,69	-4,59
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
C1	45,46	1,28	0,52	2,25	1,06	0,05	-1,19	-1,19	-9,76	-11,04

* В числителе — высота перемычки, в знаменателе — толщина перекрытий.

связи обозначается через запятую двумя индексами, соответствующими номерам соединяемых двух столбов. При этом первым ставится индекс того элемента, алгебраическая координата центра тяжести поперечного сечения которого по направлению связи больше. Координаты связей сдвига записываются следующим образом. Сначала записываются координаты присоединения связи по оси Y — максимальная, минимальная, а затем по оси Z — максимальная, минимальная. Нумерация связей и их координаты приведены в табл. 7.7.

7.7. Информационный массив

В информационном массиве располагаются последовательно следующие данные:

$H=64,4$ м — высота несущей системы; $N=47$ — число вертикальных несущих столбов (см. рис. 7.2); $MM=47$ — число рядов связей сдвига (см. рис. 7.2); BK — значение функции внешнего крутящего момента в заделке; находится по формуле

$$BK = -(1+a)e_z q H/2 = 32,5 \cdot 64,4(1+0,34)4,7/2 = 6591 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Знак крутящего момента будет положительным при кручении системы по часовой стрелке относительно центра жесткостей при взгляде сверху вниз по направлению оси X ; q подставляется со знаком минус; $KK=24$ — число расчетных сечений, которое должно быть не менее 9 с учетом заделки и вершины здания; рекомендуется принимать $KK=n+1$, где n — количество этажей.

В целом информационный массив печатается на перфокарте в виде:

$$\sqcup \&PAR \sqcup H=64,4, N=47, MM=47, BK=6591, KK=24.$$

Массив значений модулей деформаций для рассматриваемого примера запишется так (см. табл. 7.1).

$$\sqcup E=4* \emptyset.14E8,18* \emptyset.13E8,4* \emptyset.14E8,21* \emptyset.13E8,$$

Массив толщин несущих столбов (D)

$$\sqcup D=4,7* \emptyset.18,$$

Массив максимальных координат элементов по оси Y ($Y1$) (см. табл. 7.1)

$$\sqcup Y1=4,7, \emptyset., ..., \emptyset.,$$

Массив минимальных координат столбов по оси Y ($Y2$) (см. табл. 7.1)

$$\sqcup Y2= \emptyset.1, -4,7, \emptyset.99, ..., \emptyset.,$$

Массив максимальных координат элементов по оси Z ($Z1$) (см. табл. 7.1)

$$\sqcup Z1=2*15,1,2*12,1, ..., -12, \emptyset.1,$$

Массив минимальных координат элементов по оси Z ($Z2$) (см. табл. 7.1)

$$\sqcup Z2=2*15,1,2*12,1, ..., -15, \emptyset.1,$$

Массив вертикальной нагрузки ($P \emptyset$) (см. табл. 7.6)

$$P \emptyset = 63,13, 63,13, ..., 22,1,$$

Массив горизонтальной нагрузки (UCK) размерностью 10 содержит значения коэффициентов горизонтальных нагрузок. Первые четыре ячейки предназначены для расчета несущих систем на действие горизонтальной нагрузки по оси OY , следующие четыре — по оси Z , последние две ячейки предназначены для распределенной крутящей нагрузки.

В первую и в пятую ячейки записываются значения сосредоточенного момента, а во вторую и шестую — значения сосредоточенной горизонтальной силы или распределенного момента.

В рассматриваемом примере сосредоточенные момент и сила отсутствуют, отсутствует также распределенный момент по оси Z , а по оси Y $m_y = \Sigma m_i^2 = 11,3 \text{ кН} \cdot \text{м/м}$.

При действии горизонтальной нагрузки в виде трапециевидной эпюры:

$$UCK(3) = UCK(7) = -0,5q_{y(z)};$$

$$UCK(4) = UCK(8) = (1 - a_{y(z)})q_{y(z)}/6H.$$

Так как расчет ведется по оси Y (здание должно рассчитываться на действие ветровой нагрузки по осям Y и Z отдельно):

$$UCK(7) = UCK(8) = 0; UCK(3) = 0,5 \cdot 32,5 = 16,25 \text{ кН/м};$$

$$UCK(4) = (1 - 0,34) \cdot 32,5 / 6 \cdot 64,4 = -0,06 \text{ кН/м}^2.$$

Распределенная крутящая нагрузка, записываемая в 9 и 10 ячейки, соответственно равна:

$$UCK(9) = q_y e_z = 32,5 \cdot 4,7 = 152 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$UCK(10) = \frac{a-1}{H} q_y e_z = \frac{0,34-1}{64,4} 32,5 \cdot 4,7 = -1,57 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

В целом массив горизонтальной нагрузки

$$\sqcup UCK = \emptyset., 11,3, 16,25, - \emptyset., \emptyset.6,4* \emptyset., 152., -1,57.$$

Массив характеристик связей сдвига SVE содержит информацию о нумерации, податливости и координатах каждой связи. Каждая строка массива SVE со-

293

Продолжение табл. 7.8

Номер столба	N, в уровнях, кН			
	x=14	x=30,8	x=47,6	x=64,4
7	-75,8	-241	-455,1	-609,9
8	262,4	623,3	1005	1268
9	-204,9	-496,2	-804,9	-1008
10	153,4	400	700,5	993,8
11	-31,39	-80,31	-138,5	-210,7
12	3,21	16,71	20,6	12,64
13	347,8	716,1	1003	1127
14	129,5	336,8	589,5	838,3
15	-35,6	-88,68	-149,7	-221
16	24,5	33,71	24,5	-1,9
17	-294,8	-662,8	-1002,0	-1188
18	27,9	100,7	216,9	328,3
19	217,8	443	612,2	673,4
20	265,6	631,4	1034,0	1346
21	-26,14	-63,5	-104,4	-155,6
22	26,88	29,2	11,2	-0,22
23	184,3	459,1	782,0	1040
24	28,5	19,3	-20,6	-44,7
25	0,015	0,03	0,042	0,046
26	334,5	709,9	1031	1202
27	-195,5	-404,4	-589,4	-696,2
28	-335,5	-766,9	-1218	-1593
29	-40,41	-119,8	-230,6	-335,6
30	3,8	-0,96	-14,5	-26,5
31	-203,4	-527,7	-928,2	-1305
32	-91,9	-229,1	-390,2	-541,3
33	-155	-383,1	-642,1	-825,2
34	-105,6	-250,4	-407,3	-521,7
35	-381,4	-850,1	-1314	-1633
36	-78,5	-155,2	-212,4	-210,4
37	-82	-162	-220,7	-224,2
38	174,8	409,0	655,5	850,7
39	-173,7	-341,3	-466,1	-531,3
40	60,2	145,2	243	344
41	-50,4	-96,3	-127,5	-142,3
42	-274,1	-563	-807,5	-951,5
43	3,9	16,5	36,5	63,4
44	165,1	378	600,4	750
45	-65,7	-137,4	-201,4	-233,6
46	-66,2	-140,3	-208,1	-249,7
47	-195,2	-427,5	-661,1	-840,1

Таблица 7.9. Величины изгибающих моментов в столбах по осп Y

Номер столба	M, в уровнях, кН·м			
	x=14	x=30,8	x=47,6	x=64,4
1	-3,9	146,8	418,9	1045
2	-4,5	166,8	476	1188
3	-5,5	273,4	774,4	1919
4	-5,5	273,4	774,4	1919

Продолжение табл. 7.9

Номер столба	M, в уровнях, кН·м			
	x=14	x=30,8	x=47,6	x=64,4
5	-1,2	104,8	293,7	721,1
6	-0,005	0,5	1,3	3,3
7	-3,1	268,5	752,8	1848
8	0,01	208,8	577,5	1400
9	0,01	208,8	577,5	1400
10	0,8	56,8	154,6	368,7
11	0,004	0,3	0,8	2
12	0,12	7,8	21,1	50,4
13	0,09	5,8	15,7	37,4
14	1,5	50,9	136	318,5
15	0,008	0,3	0,7	1,7
16	2,2	84,8	227,5	535
17	5,3	131,8	347,5	802,8
18	7,5	143	371,2	843,2
19	7,5	143	371,2	843,2
20	4,6	54,1	134,7	292,1
21	0,02	0,25	0,6	1,3
22	11,8	138,7	345,4	748,6
23	13,7	105,4	247,2	496,5
24	13,7	105,4	247,2	496,5
25	8	42,2	90,7	159,7
26	9,1	47,9	103,1	181,5
27 ÷ 47	0	0	0	0

Таблица 7.10. Величины изгибающих моментов в столбах по осп Z

Номер столба	M, в уровнях, кН·м			
	x=14	x=30,8	x=47,6	x=64,4
1-26	0	0	0	0
27	0,9	2,4	4,2	9
28	1,2	1,7	1,1	-0,03
29	0,3	0,5	0,5	0,6
30	0,006	0,1	0,01	0,01
31	2,8	4,8	5	6,4
32	0,1	0,2	0,3	0,3
33	2,4	4	4,2	5,3
34	0,3	0,5	0,6	0,7
35	1,2	1,7	1,1	-0,03
36	0,03	0,1	0,3	0,6
37	0,03	0,1	0,3	0,6
38	0,1	0,5	1,1	2,5
39	0,3	1,4	2,8	6,7
40	0,1	0,6	0,1	0,3
41	0,02	0,1	0,2	0,5
42	0,6	2,4	4,9	11,5
43	0,006	0,03	0,05	0,1
44	0,1	0,5	1,1	2,5
45	0,3	0,1	0,3	0,6
46	0,3	0,1	0,3	0,6
47	0,9	2,4	4,2	8,9

Таблица 7.11. Величины перерезывающих сил в сечениях сдвига

Номер связи	Q в уровнях, кН			
	x=0	x=14	x=30,8	x=47,6
3,27	7,6	-1,7	-19,5	-31,6
27,4	-1,2	-8,2	-20,34	-26,43
5,6	-12,5	-18,6	-26,9	-32,2
10,11	-8,2	-11,9	-15,8	-19,2
12,13	25,7	23,8	20,0	13,5
14,15	-6,8	-9,8	-13,2	-16,1
20,21	-16,6	-20,4	-22,6	-23,8
23,47	20,6	17,4	10,0	1,4
47,24	10,5	8,0	2,8	-1,1
29,30	4,0	4,0	3,9	2,4
31,32	-9,1	-9,4	-9,7	-7,8
33,34	0,01	-0,6	-2,0	-2,5
36,37	4,4	3,5	1,1	-0,6
39,40	14,7	14,1	12,3	8,2
40,41	-14,8	-14,8	-13,8	-11,1
42,43	27,7	27,2	26,1	21,7
45,46	-12,3	-11,5	-8,8	-4,9

здания в направлении оси Y удовлетворяет установленному нормативу, см:

$$f = 2 < \frac{1}{1000} H = 6,44.$$

7.9. Подбор сечений элементов

По полученным результатам сначала подбираются сечения столбов, а затем сечения надпроемных перемычек.

Так как геометрические размеры столбов заданы, то задача подбора сечений сводится к тому, чтобы определить их несущую способность и сравнить с требуемой на внецентренное действие продольных сил.

Для столба 4, который взят в качестве примера, $R_b = 17 \text{ МПа}$; $l = 5,8 \text{ м}$; $t = 0,18 \text{ м}$.

Расчет ведется для сечения в заделке, где действуют максимальные усилия $M_4(x=64,4) = 1919 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N_4(x=64,4) = -6194,12 \text{ кН}$.

При этом предполагается, что столб в сечении выполнен полностью из бетона (рис. 7.6). Условие прочности для внецентренно сжатых бетонных элементов

в этом случае рассчитывается по формуле (СНиП 2.03.01—84)

$$N \leq R_b l t (1 - 2e/l) = 0,9 \cdot 17 \cdot 0,18 \cdot 5,8 (1 - 2 \cdot 0,31/5,8) 10^3 = 14265,7 \text{ кН};$$

$$e = M_4/N_4 = 1919/6194,1 = 0,31 \text{ м}.$$

Выполненные расчеты показывают, что несущая способность столба удовлетворяет условию прочности для внецентренно сжатых бетонных элементов жилых зданий.

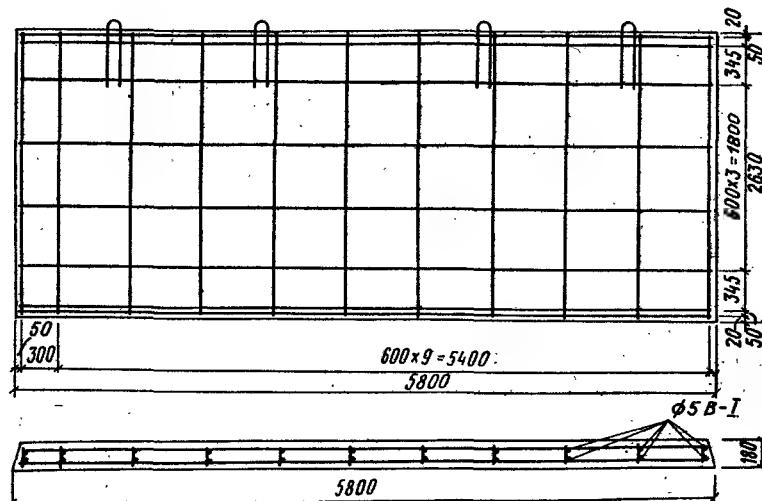


Рис. 7.6. Армирование внутренней несущей панели без проема

ПРИМЕР 2. КАРКАСНО-ПАНЕЛЬНОЕ ЗДАНИЕ

7.10. Исходные данные

Пример иллюстрирует методику расчета каркасно-панельных зданий с использованием программы «Приказ». Конструкции десятиэтажного здания приняты по серии 1.020-1, схема здания показана на рис. 7.7. Пространственная устойчивость несущей системы обеспечивается двумя диафрагмами жесткости, из которых первая диафрагма Д1 (рис. 7.8) имеет уголковую форму поперечного сечения, а вторая диафрагма Д2 (рис. 7.9) — швеллерную. Высота здания от обреза фундамента составляет 34,2 м, высота этажа — 3,3 м. Здание проектируется для строительства во II ветровом районе.

Таблица 7.12. Параметры расчета

Номер параметра	Наименование параметра	Значение параметра
1	2	3
1	Номер расчета	1
2	Количество столбов в расчетной схеме, шт.	19
3	То же, швов в расчетной схеме	17
4	» вариантов вертикальных загрузжений	2
5	» вариантов горизонтальных загрузжений	4
6	» двухколонных диафрагм, проверяемых по прочности	5
7	Количество угловых точек плана здания	4
8	» отдельных фундаментов под диафрагмы жесткости	2
9	Количество диафрагм жесткости	2
10	» типов столбов	4
11	Высота здания, м	34,2
12	Расстояние от заделки диафрагмы жесткости до нижнего уровня этажа, в котором определяются значения сдвигающих сил в швах диафрагм, м	3,5
13	Высота этажа, в котором определяется сдвигающая сила, м	3,3
14	Высота фундамента, м	1,0
15	Расстояние от уровня земли до верха фундамента, м	0,2
16	Расстояние от заделки диафрагм до уровня, в котором проверяется прочность их горизонтальных сечений на сдвиг, м	29,9
17	Расчетное сопротивление бетона растяжению, МПа	1,0
18	Масса здания максимальная, т	12000
19	То же, минимальная, т	6000

Расчетные нагрузки на перекрытие составляют 8 кН/м^2 .

Принятое положение координатных осей в плане показано на рис. 7.7. Расчетная схема здания образована путем разрезания диафрагм вертикальными швами по конструктивным связям сдвига (закладным деталям и перемычкам). При этом столбами расчетной схемы являются диафрагменные колонны, вертикальные ряды глухих стеновых панелей и простенки панелей с дверными проемами. Фрагменты расчетной схемы приведены на рис. 7.8 и 7.9, где указаны номера столбов (С1—С19), типы столбов (Т1—Т4) и номера швов (Ш1—Ш17).

Исходные данные для расчета готовятся в соответствии с указаниями, приведенными в п. 5.4. Програм-

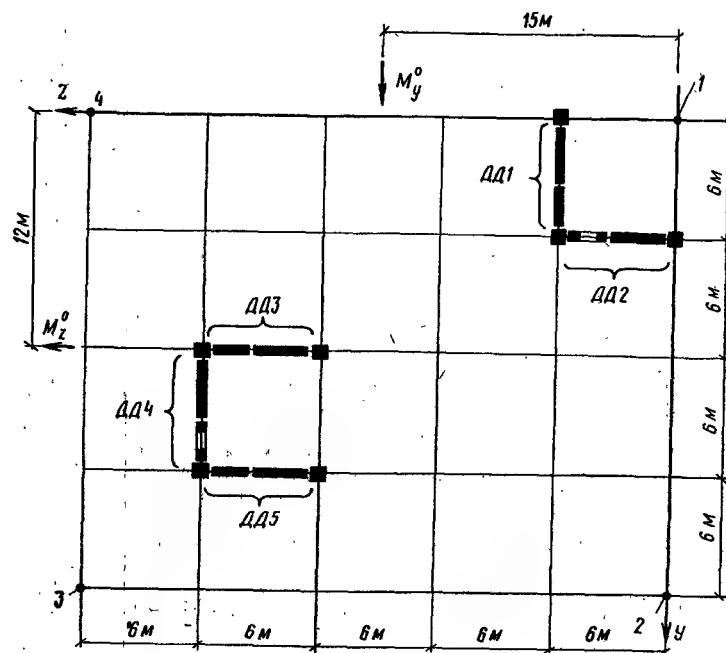


Рис. 7.7. Схема пространственной несущей системы здания

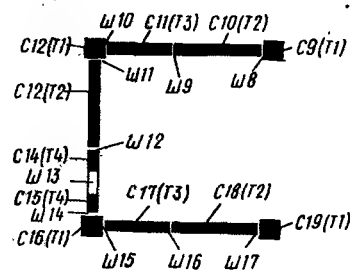


Рис. 7.8. Фрагмент расчетной схемы (диафрагма Д1)

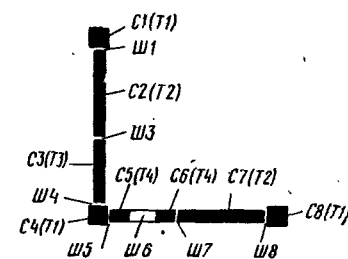


Рис. 7.9. Фрагмент расчетной схемы (диафрагма Д2)

мой «Приказ» предусмотрена распечатка введенной информации, обеспечивающая ее контроль (табл. 7.12—7.19).

В примере приняты два варианта вертикальных нагрузок (максимальные, включающие собственный вес

Таблица 7.13. Координаты угловых точек плана здания

Номер точки (рис. 7.7)	y_i , м	z_i , м
1	0	0
2	24	0
3	24	30
4	0	30

Таблица 7.14. Характеристики столбов

Номер столба	Вертикальная нагрузка, кН		Координаты, м		Тип столба	Признак ориентации	Коэффициент условий работы
	максимальная	минимальная	y_i	z_i			
1	500	500	0	6,0	1	3	0,57
2	1440	780	1,7	6,0	2	1	0,57
3	1240	680	4,5	6,0	3	1	0,57
4	2250	950	6,0	6,0	1	3	0,57
5	160	160	6,0	5,47	4	2	0,57
6	160	160	6,0	3,52	4	2	0,57
7	370	370	6,0	1,7	2	2	0,57
8	2600	1300	6,0	0	1	3	0,57
9	4350	1750	12,0	18,0	1	3	0,47
10	370	370	12,0	19,7	2	2	0,47
11	320	320	12,0	22,5	3	2	0,47
12	2250	950	12,0	24,0	1	3	0,47
13	1440	780	13,7	24,0	2	1	0,47
14	620	340	15,52	24,0	4	1	0,47
15	620	340	17,47	24,0	4	1	0,47
16	2250	950	18,0	24,0	1	3	0,47
17	320	320	18,0	22,5	3	2	0,47
18	370	370	18,0	19,7	2	2	0,47
19	4350	1750	18,0	18,0	1	3	0,47

Таблица 7.15. Характеристика связей

Номер шва	Координаты, м		Номер столба		Коэффициент условий работы
	$\hat{y}_i$	$\hat{z}$	растянутого	сжатого	
1	0,2	6,0	1	2	0,89
2	3,2	6,0	2	3	0,89
3	5,8	6,0	3	4	0,89
4	6,0	5,8	4	5	0,89
5	6,0	4,5	5	6	0,89
6	6,0	3,2	6	7	0,89
7	6,0	0,2	7	8	0,89
8	12,0	18,2	9	10	0,82

Продолжение табл. 7.15

Номер шва	Координаты, м		Номер столба		Коэффициент условий работы
	$\hat{y}_i$	$\hat{z}$	растянутого	сжатого	
9	12,0	21,2	10	11	0,82
10	12,0	23,8	11	12	0,82
11	12,2	24,0	12	13	0,82
12	15,2	24,0	13	14	0,82
13	16,5	24,0	14	15	0,82
14	17,8	24,0	15	16	0,82
15	18,0	23,8	16	17	0,82
16	18,0	21,2	17	18	0,82
17	18,0	18,2	18	19	0,82

Таблица 7.16. Характеристика горизонтальных нагрузок

Номер варианта нагружения	Нагрузки, параллельные оси Y			Нагрузки, параллельные оси Z		
	момент, кН·м	поперечная сила, кН	координата, z_0 , м	момент, кН·м	поперечная сила, кН	координата y_0 , м
1	9600	5000	15	0	0	12
2	-9600	-500	15	0	0	12
3	0	0	15	7800	400	12
4	0	0	15	-7800	-400	12

Таблица 7.17. Характеристика типов столбов

Номер типа столба	Высота сечения, м	Ширина сечения, м	Модуль упругости, МПа	Прочность при сжатии, кН	Прочность при растяжении, кН
1	0,4	0,4	22 000	5000	0
2	2,98	0,14	22 000	800	0
3	2,56	0,14	22 000	800	0
4	0,62	0,14	22 000	800	0

всех несущих и ограждающих конструкций, и временные нагрузки на перекрытие, а также минимальные, включающие только постоянные нагрузки) и четыре варианта горизонтальных нагрузок, отвечающих положительному и отрицательному направлению ветровых воздействий в направлении координатных осей. Вертикальные нагрузки задаются значениями суммарных вертикальных нагрузок в опорном сечении столбов (см. табл. 7.14). Горизонтальные нагрузки задаются значениями изгибающих моментов и поперечных сил в уровне

Таблица 7.18. Количество столбов, входящих в диафрагмы жесткости

Номер диафрагмы	Количество столбов
1	8
2	11

Таблица 7.19. Количество и номера столбов, входящих в двухколонные диафрагмы жесткости

Номер двухколонной диафрагмы	Количество столбов	Номера столбов					
1	4	1	2	3	4		
2	5	4	5	6	7	8	
3	4	9	10	11	12		
4	5	12	13	14	15	16	
5	4	16	17	18	19		

заделки диафрагм, а также значениями координат, определяющих положение в плане равнодействующих ветровых нагрузок (см. табл. 7.16). Программа выполняет расчеты для восьми комбинаций вертикальных и горизонтальных нагрузок, которые образуются по следующему принципу: вертикальная нагрузка по первому варианту последовательно сочетается с предусмотренными в табл. 7.16 вариантами горизонтальных нагрузок и т. д.

Помимо вертикальных нагрузок для столбов указываются их координаты, тип каждого столба, признак ориентации столба (1— для плоских столбов, параллельных оси Y; 2— для плоских столбов, параллельных оси Z; 3— для столбов с соизмеримыми высотой и шириной поперечного сечения, например для колонн) и значения коэффициента условий работы, вычисленного по формуле (5.1) и используемого при определении жесткостных характеристик столбов (табл. 7.14). В данном примере для диафрагмы Д1 при длине контура поперечного сечения $L_1 = 12$ м получаем: $h_1 = 34,2/12 = 2,85$ и $m_{b1} = (2,6 \cdot 2,85 - 1,3) / (2 + 3 \cdot 2,85) = 0,57$; для диафрагмы Д2 при длине контура поперечного сечения $L_2 = 18$ м — $h_2 = 34,2/18 = 1,9$ и $m_{b2} = (2,6 \cdot 1,9 - 1,3) / (2 + 3 \cdot 1,9) = 0,47$. Значения коэффициента условий работы $m_{b1} = 0,57$ используются в программе при определении жесткостных характеристик для всех стол-

бов, входящих в диафрагму Д1, и значения коэффициента $m_{b2} = 0,47$ — для всех столбов диафрагмы Д2.

Для каждого типа столба указываются высота и ширина его поперечного сечения, приведенный модуль упругости и несущая способность (табл. 7.18). При этом для стеновых панелей указывается несущая способность на единицу длины (на 1 м).

Для связей сдвига исходные данные включают значения координат их нулевых точек, номера смежных столбов и значения коэффициентов условий работы, учитывающих снижение сдвигающих усилий, которые вычисляются по формуле (5.2). В данном примере для связей, принадлежащих диафрагме Д1, получаем $m_{s1} = (2,85 - 0,45) / (2,85 - 0,15) = 0,89$, а для связей, принадлежащих диафрагме Д2, — $m_{s2} = (1,9 - 0,45) / (1,9 - 0,15) = 0,82$.

В числе исходных данных указываются координаты угловых точек плана, для которых проектировщик считает необходимым вычислить перемещения вершин (табл. 7.13).

Приводится также необходимая информация (табл. 7.18—7.19), позволяющая программе в процессе расчета идентифицировать двухколонные диафрагмы жесткости, для которых выполняются проверки несущей способности по нормальным сечениям.

7.11. Результаты расчетов

Результирующая информация, выдаваемая программой «Приказ» на печать, представлена в табл. 7.20—7.25.

Таблица 7.20. Перемещение верха здания от горизонтальных нагрузок

Номер точки (рис. 7.7)	Номер комбинации нагрузок	Перемещения в направлении оси Y, см	Перемещения в направлении оси Z, см
1	1	1,53	0,1
	2	-1,53	-0,1
	3	0,77	0,81
2	4	-0,74	-0,81
	1	1,53	0,79
	2	-1,53	-0,79
3	3	0,74	1,42
	4	-0,74	-1,42
	1	0,67	0,79
	2	-0,67	-0,79

Номер точки (рис. 7.7)	Номер комбинации нагрузок	Перемещения в направлении оси Y, см	Перемещения в направлении оси Z, см
4	3	-0,02	1,42
	4	0,02	-1,42
	1	0,67	0,1
	2	-0,67	-0,1
	3	-0,02	0,81
	4	0,02	-0,81

Таблица 7.21. Коэффициенты продольного изгиба

φ_y	φ_z	φ_0
1,09	1,10	1,12

Таблица 7.22. Коэффициенты жесткости фундаментов, обеспечивающие нормируемый прогиб

Номер фундамента	k_{yn} , кН·м	k_{zn} , кН·м
1	$7,08 \cdot 10^6$	$1,91 \cdot 10^7$
2	$1,39 \cdot 10^7$	$2,33 \cdot 10^7$

Таблица 7.23. Результаты расчета прочности нормальных сечений диафрагм

Номер двухколонной диафрагмы жесткости	Характеристика запаса прочности	Несущая способность колонны, кН	Номер комбинации нагрузок
1	1,09	1250	2
2	1,06	4750	4
3	1,05	3250	2
4	1,08	1500	1
5	1,02	5000	1

Результаты выполненных расчетов пространственной несущей системы здания по программе «Приказ» необходимо учесть в дальнейшем при проектировании конструктивных элементов. В частности, следует подобрать армирование и марку бетона диафрагменных колонн так, чтобы была обеспечена необходимая несущая способность колонн, указанная в табл. 7.23. Расчеты прочности диафрагм в программе произве-

Таблица 7.24. Этажные сдвигающие силы в вертикальных швах, кН

Номер шага	Комбинация нагрузок				Номер шва	Комбинация нагрузок			
	1	2	3	4		1	2	3	4
1	45	-70	-2	-23	10	31	-213	-25	-157
2	119	-163	-14	-30	11	146	-115	63	-32
3	109	-132	-46	23	12	129	-122	-2	9
4	217	38	64	190	13	139	-97	3	38
5	191	44	42	194	14	141	-67	7	68
6	157	35	19	173	15	214	65	4	194
7	-82	-108	-129	-60	16	52	2	-51	105
8	217	159	220	155	17	-176	-178	-211	-144
9	97	-84	86	-73					

Таблица 7.25. Поперечные силы в расчетном горизонтальном сечении диафрагм и несущие способности этих сечений на сдвиг

Номер диафрагмы	Номер комбинации нагрузки	Поперечная сила, кН	Несущая способность, кН
1	1	158	854
	2	154	854
	3	115	854
	4	149	854
2	1	101	1351
	2	86	1351
	3	100	1351
	4	87	1351

дены при несущей способности стеновых панелей диафрагм 800 кН/м (см. табл. 7.17). Поэтому требуется подобрать соответствующие конструктивные параметры панелей в среднем сечении и в зоне контактного стыка. Перемычки в диафрагмах с проемами следует рассчитать на передачу сдвигающих усилий, значения которых приведены в табл. 7.24. Методы расчета конструктивных элементов и стыков см. гл. 6.

ПРИМЕР 3. УНИКАЛЬНОЕ МНОГОЭТАЖНОЕ ЗДАНИЕ

7.12. Расход материалов и приведенные затраты для вариантов несущих систем

Для сравнительной технико-экономической оценки приняты следующие варианты несущих систем:
вариант I — с поднимаемыми панельными секциями;

вариант II — центральное ядро жесткости с железобетонным периферийным каркасом связевого типа;
вариант III — центральное ядро жесткости с обстройкой из панелей со скрытым каркасом.

По варианту I приводятся приближенные статические расчеты элементов несущей системы и подбор их сечений, а также подсчет приведенных затрат; по вариантам II и III даются только итоговые результаты.

При этом ввиду большой близости эксплуатационных расходов по сравниваемым вариантам в приведенных затратах эти расходы не даны.

7.13. Вариант I.

По варианту I в сравнение включены следующие конструктивные элементы: ядро жесткости (без внутренних перекрытий, лестниц и фундаментов); сборные железобетонные панели перекрытий; внутренние стеновые панели; опорные подъемные железобетонные элементы (рис. 7.10, 7.11).

На стадий вариантного проектирования ядро жесткости рассчитывается как консольный стержень полого сечения с постоянной толщиной стенки по высоте.

Вертикальная нагрузка складывается из веса ядра жесткости с внутренними конструкциями, четырех 7-этажных панельных навесных секций вместе с коническими несущими оболочками и временных нагрузок. На стадии вариантного проектирования принимается усредненный вес 1 м^3 панельного здания при $\gamma_m = 5 \text{ кН/м}^3$.

Вертикальная нагрузка на отметке $+76,1 \text{ м}$ (рис. 7.11) составит:

$$G_1 = (\pi/4) 30,6^2 (105,6 - 76,1) 5 = 108 453 \text{ кН}.$$

Таким же образом определяются нагрузки (усилия) на других отметках (на отметке $+52,3 \text{ м}$ $G_2 = 195 222 \text{ кН}$; на отметке $+28,5 \text{ м}$ $G_3 = 283 448 \text{ кН}$; на отметке $-4,0 \text{ м}$ $G_4 = 402 803 \text{ кН}$).

Горизонтальная нагрузка от ветра принимается для первого района и вычисляется по следующим формулам: для верхней части здания

$$q = q_0 n k c (1 + m) d_e = 270 \cdot 1,2 \cdot 1,8 \cdot 1,2 (1 + 0,54) 30,6 = 32 979 \text{ Н/м};$$

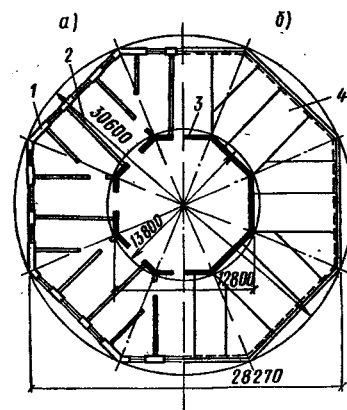


Рис. 7.10. Вариант I. Монтажный план

а — стен; б — перекрытий

1 — наружные стеновые панели; 2 — внутренние стеновые панели; 3 — ядро жесткости; 4 — панели перекрытий

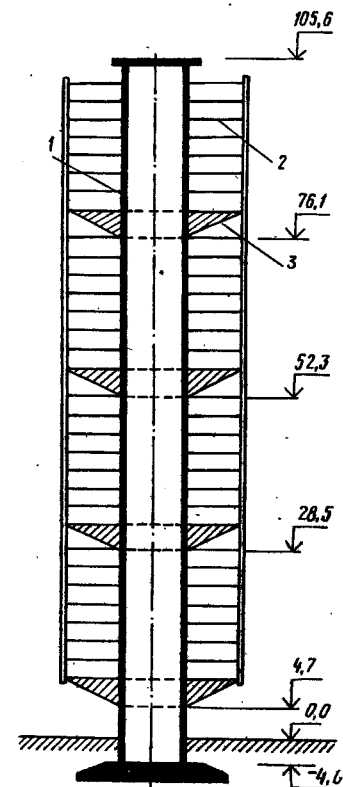


Рис. 7.11. Вариант I. Монтажный разрез

1 — ядро жесткости; 2 — междуэтажные перекрытия; 3 — пирамидальные оболочки

для нижней части здания

$$aq = 0,65 q_0 n c d_e = 0,65 \cdot 270 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 30,6 = 7793 \text{ Н/м}.$$

Изгибающие моменты от ветровой нагрузки вычисляются по методике гл. 3 и составляют на отметке $+76,1 \text{ м}$ $M_1 = 13 899 \text{ кН} \cdot \text{м}$; на отметке $+52,3 \text{ м}$ $M_2 = 44 187 \text{ кН} \cdot \text{м}$; на отметке $+28,5 \text{ м}$ $M_3 = 89 976 \text{ кН} \cdot \text{м}$; на отметке $-4,0 \text{ м}$ $M_4 = 174 967 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Сечение вертикальной арматуры подбирается при бетоне класса В30 с $R_b = 17 \text{ МПа}$ и арматуре класса А-III с $R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}$. Расчет выполняется по формулам норм для бетонных и железобетонных конструкций приближенно как для кольцевых сечений с толщиной стенки $0,4 \text{ м}$ и средним радиусом $r_m = 6,2 \text{ м}$. Площадь горизонтального сечения ядра жесткости составляет: $A_b = 0,828 \times$

$\times (d_e^2 - d_i^2) = 0,828 (12,8^2 - 12^2) = 16,43 \text{ м}^2$. Параметр $n_1 = N/R_b A_b = 402 803 \cdot 10^3 / 17 \cdot 10^6 \cdot 16,43 = 1,442$; параметр $A_0 = M/R_b A_b r_m = 174 967 \cdot 10^3 / 17 \cdot 10^6 \cdot 16,43 \cdot 6,2 = 0,101$.

При найденных параметрах коэффициент $\alpha = 0,6$ и площадь сечения арматуры на отметке -4 м составит: $A_s = \alpha R_b A_b / R_{sc} = 0,6 \cdot 17 \cdot 10^6 \cdot 16,43 / 365 \cdot 10^6 = 0,4591 \text{ м}^2$. Аналогично определяется площадь арматуры на отметке $+28,5 \text{ м}$, она равна $A_s = 0,0979 \text{ м}^2$. В других сечениях ядра жесткости, как показал расчет, армирование назначается по $\mu = 0,1\%$, т.е. $A_s = \mu A_b = 0,1 \cdot 10^{-2} \times \times 16,43 = 0,01643 \text{ м}^2$.

Объем бетона на ядро жесткости определяется (за вычетом проемов) по формуле

$$V_b = A_b H - thbn = 16,43(105,6 + 4) - 0,4 \cdot 2 \cdot 1,25 \cdot 8 \times \times 28 = 1575 \text{ м}^3.$$

Расход арматуры определяется исходя из линейного закона изменения ее сечения на участках между расчетными сечениями и выполняется по формулам площадей трапеций

$$G_s = 0,5 \cdot 1,25 \gamma_s \Sigma (A_{s,i} + A_{s,i+1}) (H_{i+1} - H_i) = = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 7,85 [(0,4591 + 0,0979) (28,5 + 4) + (0,0979 + + 0,01643) (52,3 - 28,5) + (0,01643 + 0,01643) (105,6 - - 52,3)] = 110,4 \text{ т},$$

где 1,25 — коэффициент, учитывающий наличие поперечной и конструктивной арматуры.

Приведенные затраты подсчитываются при боковой поверхности ядра жесткости $A = 4160 \text{ м}^2$; составляющие приведенных затрат принимаются по данным табл. 7.26.

Приведенные затраты на ядро жесткости при жилой площади $A = 7980 \text{ м}^2$ составляют: $P = (\Sigma C_i + E \Sigma K_i) / A = = (87247,38 + 0,12 \cdot 58495,16) / 7980 = 11,82 \text{ руб/м}^2$.

Статический расчет сборных панелей перекрытий, определение расхода материалов и подсчет приведенных затрат. Перекрытия приняты из сплошных панелей толщиной 140 мм, длиной 7,9 м, работающих по балочной схеме по короткому направлению с пролетом 3,6 м (см. рис. 7.27). Перекрытия изготовлены из бетона класса В15 с арматурой класса А-II. Нагрузка на перекрытие составляет $q = 8050 \text{ кН/м}^2$ (подсчет нагрузок на перекрытие не приводится).

Изгибающий момент в коротком направлении на полюсу 1 м составляет: $M = ql^2 / 8 = 8050 \cdot 3,6^2 / 8 = 13 041 \text{ Н} \cdot \text{м}$.

Таблица 7.26. Подсчет затрат на ядро жесткости (вариант 1)

Наименование работ и затрат	Себестоимость, руб.	Капитальные вложения, руб./год	Трудоемкость, чел.-ч
Монтаж и демонтаж опалубки	$A(3_{\text{м}} + 3_{\text{д}}) K_{\text{м}} = (0,75 + 1,5) 1,23 \times \times 4160,4 = 11513,95$	$A(K_{\text{м}} + K_{\text{д}}) K_{\text{м}} = 4160,4(0,538 + + 0,652) 1,23 = 6089,61$	$A(T_{\text{м}} + T_{\text{д}}) K_{\text{м}} = 4160,4(0,538 + + 0,652) 1,23 = 6089,61$
Арматурные каркасы	$G_s(\Pi_{\text{с}} \eta + C_s) = 110,44(170 \times \times 1,02 + 54,7) = 25191,37$	$G_s K_{\text{с}} = 110,44 \cdot 160 = = 17670,4$	$G_s T_{\text{с}} = 110,44 \cdot 33,2 = 3666,61$
Установка арматурных каркасов	$G_{\text{с}}(\Pi_{\text{с}} \eta + C_{\text{с}}) = 110,44 \cdot 26,45 \times \times 1,23 = 3592,86$	$G_{\text{с}} K_{\text{с}} K_{\text{м}} = 110,44 \cdot 13,4 \cdot 1,23 = = 1820,27$	$G_{\text{с}} T_{\text{с}} K_{\text{м}} = 110,44 \cdot 19,97 \times \times 1,23 = 2713,29$
Бетонные работы (приготовление, бетонирование, прогрев)	$V_b(C_{\text{б}} \eta_{\text{б}} + 3_{\text{б}} K_{\text{б}} + Q) = = 1575(19,3 \cdot 1,015 + 4,65 \cdot 1,23 + + 4,5) = 46949,2$	$V_b(K_{\text{б},1} + K_{\text{б},2} \cdot K_{\text{м}}) = = 1575(8,9 + 6,4 \cdot 1,23) = = 26415,9$	$V_b(T_{\text{б},1} + T_{\text{б},2} \cdot K_{\text{м}}) = = 1575(0,45 + 1,33 \cdot 1,23) = = 3285,29$
Итого	87247,38	58495,16	15754,8

УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ В ТАБЛ. 7.26

A — боковая поверхность ядра жесткости, м^2 ;
 $3_{\text{м}}$, $3_{\text{д}}$ — затраты на монтаж и демонтаж опалубки, руб/м^2 ;
 $K_{\text{м}}$, $K_{\text{д}}$ — коэффициент, учитывающий изменение затрат на монтаж и демонтаж опалубки в зависимости от высоты;
 $K_{\text{м}}$, $K_{\text{д}}$ — удельные капитальные вложения, на монтаж и демонтаж опалубки, руб. год/м^2 ;
 $T_{\text{м}}$, $T_{\text{д}}$ — затраты труда на монтаж и демонтаж опалубки, чел.-ч/м^2 ;
 G_s — масса арматуры, т;
 $\Pi_{\text{с}}$ — планово-заготовительная цена стали, руб/т ;
 η — коэффициент, учитывающий отходы стали при изготовлении арматурных каркасов;
 C_s — затраты на переработку при изготовлении арматурных каркасов, руб/т ;
 $K_{\text{с}}$ — удельные капитальные вложения в заводское производство арматурных каркасов, руб. год/т ;
 $T_{\text{с}}$ — затраты на армирование стен, руб/т ;
 $K_{\text{с}}$ — удельные капитальные вложения, руб. год/т , на армирование стен;
 $T_{\text{с}}$ — затраты труда на армирование стен, чел.-ч/т ;
 V_b — объем бетона на ядро, м^3 ;
 $C_{\text{б}}$ — себестоимость приготовления бетонной смеси, руб/м^3 ;
 $\eta_{\text{б}}$ — коэффициент, учитывающий потери бетонной смеси при транспортировке и укладке;
 $3_{\text{б}}$ — затраты на бетонирование конструкций, руб/м^3 ;
 Q — среднегодовые затраты на прогрев бетона, руб/м^3 ;
 $K_{\text{б},1}$, $K_{\text{б},2}$ — удельные капитальные вложения на приготовление бетонной смеси и бетонирование;
 $T_{\text{б},1}$, $T_{\text{б},2}$ — трудоемкость приготовления и укладки бетонной смеси, чел.-ч/м^3 .

Расход стали, т/м², на армирование в коротком направлении вычисляется по формуле $M_{\gamma_s}/0,9h_0R_s=13\,041\times 10^{-4}\cdot 7,85/0,9\cdot 0,125\cdot 280\cdot 10^6\cdot 10^{-4}=0,003249$

Расход на армирование вдоль длинного пролета определяется из условий транспортирования и монтажа панелей. Изгибающий момент на полосу шириной 1 м определится при пролете $l_0=0,7l=0,7\cdot 7,9=5,53$ м, коэффициенте перегрузки $n=1,6$ и собственном весе панели $q=3500$ кН/м² по формуле

$M=ql^2/8=3500\cdot 1,6\cdot 5,53^2/8=21\,406$ Н·м/м. Расход стали для армирования вдоль длинного пролета, т/м², составит $G_s=M_{\gamma_s}/0,9h_0R_s=21\,406\cdot 10^{-4}\cdot 7,85/0,9\cdot 0,115\times 180\cdot 10^6\cdot 10^{-4}=0,005798$

Расход арматуры на перекрытия по всем 32 этажам (включая перекрытия технических этажей) составит: $G_sAn=(0,003249+0,005798)0,828[(28,27-0,3)^2-12,8^2]32=148,26$ т.

Расход бетона на перекрытия всех этажей составит: $tAn=0,14\cdot 0,828[(28,27-0,3)^2-12,8^2]32=2294$ м³.

Подсчет затрат на панели перекрытий выполняется в табличной форме по типу табл. 7.26 (здесь этот подсчет не приводится); приведенные затраты на перекрытия составляют $\Pi=20,4$ руб/м².

Определение расходов материалов на внутренние стеновые панели и подсчет приведенных затрат.

Внутренние стеновые панели принимаются без статического расчета по данным типового проекта 9-этажного жилого дома. Подсчет расходов материалов выполняется применительно к стеновой панели размером $4,66\times 2,58\times 0,14$ м; ее масса составляет 4,04 т, площадь 11,74 м², бетон класса В20, объем 1,64 м³, арматура класса А-II (основная), ее масса 32,54 кг.

Согласно монтажному плану стен (рис. 7.10), на все здание требуются стены с общей площадью $A=7,9\cdot 2,52\cdot 2\cdot 8\cdot 28+5\cdot 2,52\cdot 8\cdot 28=11732,15$ м².

Общий расход бетона на внутренние стеновые панели по всему зданию составит $V_b=11732,15\cdot 0,14=1642,5$ м³; общий расход стали $G_s=32,54\cdot 11732,15/11,74=32,5$ т.

Подсчет приведенных затрат на стеновые панели выполняется по форме табл. 7.26 (здесь эти расчеты не даны), согласно которому приведенные затраты составляют 11,57 руб/м².

Расчет опорных подъемных элементов для панельных

семиэтажных секций, подсчет расходов материалов и приведенных затрат. Опорные подъемные элементы для каждой из четырех семиэтажных секций состоят из конической оболочки и вертикальных ребер жесткости треугольной формы под внутренние стеновые панели (см. рис. 7.11).

Вертикальные ребра жесткости в основном несут всю вертикальную нагрузку и передают ее на ядро жесткости в четырех уровнях через поворотные или выдвигающиеся стальные консоли.

Ребра жесткости удерживаются от поворота относительно нижних опор наклонными плитами подъемных элементов, а также тем, что в уровне каждого этажа по периметру перекрытий устанавливается арматура с предварительным натяжением ее на бетон перекрытий. Вследствие этого кольцевые растягивающие усилия в пирамидальной оболочке получаются сравнительно небольшими.

Расход кольцевой предварительно напряженной арматуры составит: $G_s=\gamma\Sigma l\eta_s=6,31\cdot \pi\cdot 30,6\cdot 32\cdot 1,4=27,02$ т (подробный расчет см. п. 7.23).

Ребра жесткости приняты на стадии вариантного проектирования переменной толщины: вблизи ядра жесткости $t_1=50$ см, у наружного контура здания $t_2=15$ см. Материал ребер жесткости: бетон класса В30, арматура класса А-II. Объем бетона на все ребра составит: $V_b=0,5\cdot 4,45\cdot 8,2[(0,5+0,15)/2]16\cdot 4=379,5$ м³. Исходя из полученного результата (см. п. 7.23) принят средний объемный процент армирования ребер жесткости $\mu=0,1\%$; расход арматуры на ребра жесткости составит (на все здание) $G_s=V_b\mu\gamma_s=379,5\cdot 0,1\cdot 10^{-2}\times 7,85=3$ т.

Плита подъемных элементов принимается толщиной 0,15 м из бетона класса В30 с армированием двойной сеткой из стали класса А-II с содержанием по объему $\mu=0,1\%$. Объем бетона в четырех оболочках составит: $V_b=4\cdot 2\pi r_m l t=4\cdot 2\cdot \pi[(15,3+6,5)/2][(15,3-6,5)^2+4,45^2]0,15=404,14$ м³. Расход арматуры на 4 элемента равен: $G_s=V_b\mu\gamma_s=404,14\cdot 0,1\cdot 10^{-2}\cdot 7,85=3,172$ т.

По полученному расходу материалов затраты на элементы вычисляются применительно к конструкциям зданий, возводимых методом подъема этажей. Приведенные затраты вычисляются по форме табл. 7.26 (здесь эти подсчеты не даны), они составляют 17,68 руб/м².

7.14. Вариант II.

Несущая система образована ядром жесткости и железобетонным периферийным каркасом со сборными балочными железобетонными перекрытиями. В сравнение включены следующие конструктивные элементы несущей системы: ядро жесткости—оно воспринимает все горизонтальные нагрузки, вес внутриядровых конструкций и нагрузку от перекрытий, которые опираются на ядро жесткости и ригели каркаса по периметру здания (рис. 7.12); сборные железобетонные перекрытия; перегородки; ригели; колонны.

По каждому из перечисленных конструктивных элементов выполняется приближенный статический расчет (как это сделано в варианте I), определяется расход материалов и производится подсчет приведенных затрат. Здесь эти расчеты не даны, приводятся только итоговые показатели.

Приведенные затраты на все конструкции по варианту II $P=80,43$ руб/м²; расход бетона $V_b=0,85$ м³/м²; расход стали $G_s=110,0$ кг/м²; трудоемкость $T=13,66$ чел.-ч/м².

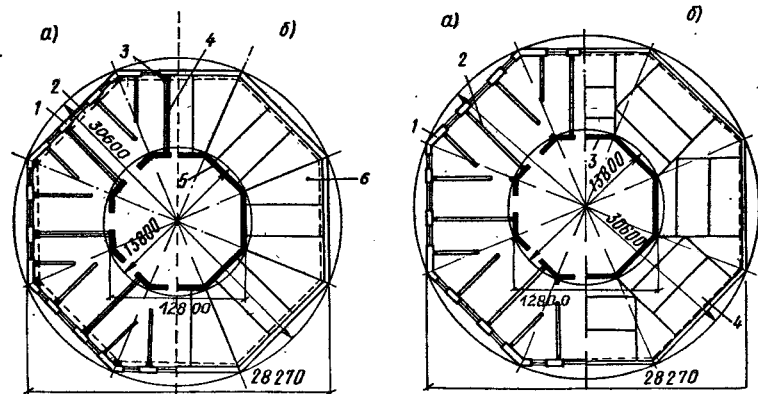


Рис. 7.12. Вариант II. Монтажный план
а—каркас; б—перекрытий

1 — наружные стеновые панели; 2 — ригели; 3 — колонны; 4 — перегородки; 5 — ядро жесткости; 6 — панели перекрытий

7.15. Вариант III.

Несущая система образована монолитным ядром жесткости и периферийной обстройкой из панелей со скрытым каркасом, на которые опираются круглопустотные панели перекрытий длиной 6,6 м (рис. 7.13).

В сравнение включены следующие элементы: ядро жесткости, внутренние стеновые панели со скрытым каркасом, панели перекрытий, межквартирные спаренные перегородки.

На основе приближенных статических расчетов ядер жесткости и панелей перекрытий, а для панелей скрытого каркаса по альбому чертежей 156-р-2и (выпущен УП ОПЖР, Москва) определены расход материалов; подсчет приведенных затрат для каждого конструктивного элемента выполнен по форме табл. 7.26 (здесь не даны статические расчеты, расчет расхода материалов и приведенных затрат).

Таблица 7.27. Сравнительные характеристики вариантов

Наименование показателей	Вариант I	Вариант II	Вариант III
Приведенные затраты, руб/м ²	61,47	80,43	66,20
Расход бетона, м ³ /м ²	0,8	0,85	0,78
Расход стали, кг/м ²	41	110	100,5
Трудозатраты, чел.-ч/м ²	9,63	13,66	10,27

Приведенные затраты на все конструкции по варианту III составили: $P=66,2$ руб/м², расход бетона $V_b=0,78$ м³/м², расход стали $G_s=100,5$ кг/м², трудозатраты $T=10,27$ чел.-ч/м².

На основании данных табл. 7.27 в качестве основного варианта принимается вариант I.

7.16. Расчет элементов несущей системы основного варианта (исходные данные, вертикальные нагрузки)

Для варианта I выполняются расчет и конструирование основных элементов несущей системы.

Вычисления при вариантном проектировании с некоторыми приближениями нагрузки и усилия уточняются по нормативным документам с учетом положений, изложенных в гл. 3.

При сборе вертикальных нагрузок учтены размеры и назначение комнат в квартирах, вес перегородок и сантехкабин; при вычислении временных нагрузок учтен понижающий коэффициент, зависящий от числа этажей над рассматриваемым сечением. Ядро жесткости принято с переменной по высоте здания толщиной стенки; для определения ветровых нагрузок вычислялись динамические характеристики зданий.

Усилия в элементах ядра жесткости (столбах и перемычках) вычислялись как в двухстолбовой (одно-связной) системе со связями сдвига — перемычками, расположенными параллельно направлению действия ветровой нагрузки.

При вычислении прогибов ядра жесткости и расчете

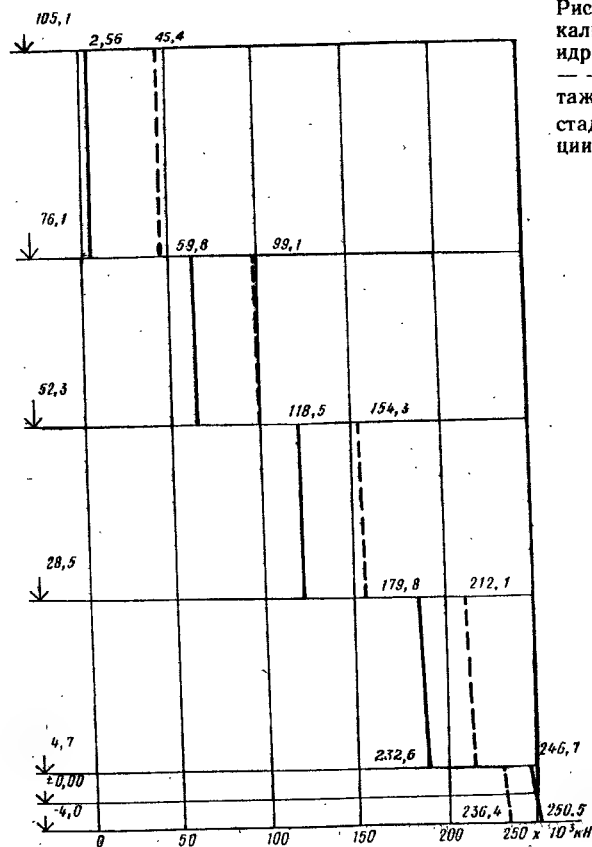


Рис. 7.14. Вертикальные усилия в ядре жесткости (— — — стадия монтажа, — — — стадия эксплуатации)

прочности и трещиностойкости его элементов (перемычек) учитывалось влияние вертикальной нагрузки и упругого поворота фундамента (изменение расчетной схемы).

Вертикальные нагрузки вычислялись на уровнях закрепления подъемных элементов и в заделке ядра жесткости в фундамент (рис. 7.14).

Усилия от этих нагрузок на все ядро жесткости определялись по общей формуле

$$\Sigma N = G_1 + \Sigma G_2 + \Sigma V_i + \Sigma G_3 + \Sigma G_4 + G_5 + \Sigma G_6,$$

где G_1 — вес оголовка ядра и подъемников (с кровлей и снеговой нагрузкой); ΣG_2 — постоянная нагрузка от жилых этажей (вес наружных и внутренних конструкций, сантехкабин, полов, перегородок и т. д.); ΣV_i — временная нагрузка на жилых этажах с учетом назначения помещений и понижающего коэффициента в зависимости от числа этажей над рассматриваемым сечением; ΣG_3 — нагрузка от технических этажей; ΣG_4 — вес подъемных элементов; G_5 — вес ядра жесткости; ΣG_6 — вес внутриядровых конструкций, опирающихся на ядро.

При определении вертикальных нагрузок и усилий от них учитывается последовательность монтажа, поэтому на эпюре вертикальных усилий (см. рис. 7.14) даются два значения — для стадии монтажа и для стадии эксплуатации.

7.17. Горизонтальные ветровые нагрузки

Ветровая нагрузка определяется так же как для здания с равномерно распределенной по высоте массой и постоянной жесткостью. Первое допущение можно считать справедливым, так как конструкции этажей соединены с ядром жесткости неподатливыми горизонтальными связями. Допущение о постоянстве жесткости поперечного сечения ядра по высоте, как показали расчеты, вносит незначительную погрешность в величину нагрузки, но значительно упрощает расчеты.

Геометрические характеристики поперечного сечения ядра жесткости вычислены для всех характерных сечений, они приведены в табл. 7.28. Поперечное сечение ядра рассматривалось как комбинация прямоугольных элементов размером tb [t — толщина стенки, переменная по высоте; b — размер (длина) элементарного прямоугольника, замеряемая по срединной линии поперечного сечения].

Размеры сторон элементарных прямоугольников,

Таблица 7.28. Геометрические характеристики поперечных сечений ядра

Отметки сечений, м	Толщина стенки, м	A, м ²	y, м	I, м ⁴	I _x , м ⁴
От +105,6 до 76,1	0,2	2,9752	4,2223	10,6416	127,367
От +76,1 до 52,3	0,3	4,4132	4,1895	15,5159	185,9555
От +52,3 до +28,5	0,4	5,8178	4,1568	20,1396	241,328
От +28,5 до +4,7	0,5	7,1496	4,1248	23,992	291,1701
От +4,7 до -4,0	0,6	8,5276	4,091	28,581	342,9543

В табл. 7.28 приняты следующие обозначения: A — площадь поперечного сечения столба слева или справа от центральной оси для всего ядра; y — расстояние от центра тяжести столба слева или справа до центральной оси; I — момент инерции столба слева или справа относительно оси Z₂; I_x — глобальный момент инерции всего сечения относительно центральных осей.

площади их поперечных сечений, статические моменты этих площадей для отыскания положения центров тяжести, моменты инерции отдельных прямоугольников и целых столбов относительно собственных центральных осей и глобальных центральных осей вычислялись по известным правилам (здесь эти вычисления не даны). В табл. 7.28 приводятся готовые результаты, необходимые для дальнейших расчетов.

Частота и период первой формы колебаний вычисляются как для консольного стержня с изгибной формой перемещения по формулам:

$$\omega_1 = 3,515H^{-2}(EI/m)^{0,5}; T_1 = 2\pi/\omega_1,$$

где H — полная высота здания (от верха фундамента); m — распределенная по высоте масса.

По данным рис. 7.14 $m = 250,53 \cdot 10^3 \cdot 10^{-1} / (109,6 \times 9,81) = 23,3 \text{ т} \cdot \text{с}^2/\text{м}^2$. Частота колебаний $\omega_1 = 3,515 \times 109,6^{-2} \cdot (3 \cdot 10^6 \cdot 342,96/23,3)^{0,5} = 1,942 \text{ с}^{-1}$.

Период колебаний $T_1 = 2\pi/1,942 = 3,23 \text{ с}$.

По нормам на нагрузки и воздействия вычисляется параметр $e_1 = 3,23 \cdot (1,2 \cdot 270)^{0,5} \cdot 948^{-1} = 6,13 \cdot 10^{-2}$, определяется коэффициент динамичности $\xi_1 = 1,7$ и коэффициент χ , учитывающий форму собственных колебаний

Таблица 7.29. Изгибающие моменты и поперечные силы (при коэффициенте перегрузки $n=1$)

Отметка сечения, м	Расстояние от верха, x, м	M _x (x), кН·м	Q _x (x), кН
+76,1	29,1	13 996	915
+52,3	53,3	43 087	1507
+28,5	77,1	84 708	1968
+4,7	100,9	135 744	2298
-4,0	109,6	156 136	2386

и характер изменения коэффициента пульсаций по высоте. Коэффициент пульсаций скоростного напора для верха здания при местности типа «Б» m принимается равным 0,529. Коэффициент корреляции пульсаций скорости ветра по высоте при найденном значении e_1 составляет $\nu = 0,6$.

Давление ветра на здание вычисляется при диаметре здания $d_z = 30,6 \text{ м}$; аэродинамический коэффициент принимается $c = 1,2$.

Криволинейная эпюра ветрового давления заменяется трапециевидной по методике гл. 3. Параметры эквивалентной трапециевидной эпюры равны: $q = 34,44 \text{ кН/м}$, $a = 0,2645 \text{ кН/м}$, $aq = 9,109 \text{ кН/м}$.

Изгибающие моменты $M_h(x)$ и поперечные силы $Q_h(x)$ вычисляются по формулам гл. 3, результаты вычислений приведены в табл. 7.29.

7.18. Усилия от горизонтальной нагрузки (при недеформируемой схеме)

При определении усилий остаются в силе все формулы для односвязных (двухстолбовых) систем, приведенные в гл. 3.

После расчета усилий вычисляются параметры системы для сечения ядра в заделке. По формуле (3.67) находится $k = (1 + 1) / (2 \cdot 4,2638 \cdot 30 \cdot 10^9 \cdot 0,85 \cdot 8,1824) = 1,124 \cdot 10^{-12} \text{ 1/Н} \cdot \text{м}$. Коэффициент, учитывающий влияние сдвига и неупругих деформаций в перемычках (в том числе трещин), принимается по опыту проектирования $\gamma_i = 3,5$.

Податливость перемычек по двум граням параллельно оси Y (см. рис. 7.16) при высоте перемычек $h = 0,4 \text{ м}$, пролете $l = 1,5 \text{ м}$, высоте этажа $h = 2,8 \text{ м}$, толщине стенки ядра (ширине перемычки) $0,6 \text{ м}$ на ос-

новании формулы (3.53) будет равна: $s = 2,8 \cdot 1,5^3 \times \times 3,5 / (2 \cdot 12 \cdot 0,6 \cdot 0,4^3 \cdot 12^{-1} \cdot 30 \cdot 10^9 \cdot 0,85 \cdot 8,1824) = 2,064 \times \times 10^{-9}$ м/Н. По формуле (3.65) вычисляется параметр $\lambda = [(1,124 \cdot 10^{-12} + 8,1824 / 2 \cdot 28,7 \cdot 30 \cdot 10^9 \cdot 0,85) / (2,064 \times \times 10^{-9})]^{0,5} = 5,6826 \cdot 10^{-2}$ м⁻¹. Параметр $\lambda H = 5,6826 \times \times 10^{-2} \cdot 109,6 = 6,2287$.

Нормальные силы $N(x)$ в столбах слева и справа от центральной оси, от горизонтальной нагрузки вычисляются по формуле (3.78); при этом $B_u = 0,85 I_u E_b = = 0,85 \cdot 342,7 \cdot 30 \cdot 10^9 = 8738,65 \cdot 10^9$ Н·м². Изгибающие моменты $M(x)$ в столбах вычисляются по формуле (3.76), при этом $B_1/B_2 = 0,5$; $b = 8,1824$ м.

Результаты вычислений приведены в табл. 7.30.

Таблица 7.30. Усилия в столбах от ветровой нагрузки

x , м	$q(x)$, кН/м	$N(x)$, кН	$M(x)$, кН·м
29,5	27,622	1858,5	-549,74
53,3	22,121	4406,83	3514,6
77,1	16,621	9151,28	12870,23
100,9	11,120	10532,69	24780,8
109,6	9,11	10881,21	33551,19

7.19. Определение прогибов ядра (без учета деформирования расчетной схемы)

Прогибы ядра в вершине и в уровнях прикрепления к нему конических оболочек вычисляются как для стержня переменной жесткости.

Для ступенчато изменяющейся жесткости и сложного аналитического выражения для $M(x)$ прогиб в i -ом сечении на расстоянии x_i от вершины определяется из выражения

$$f(x = x_i) = \Sigma A_{mj} m_j / E_b I, \quad (7.1)$$

где $E_b I$ — изгибная жесткость одного столба в вершине; A_{mj} — площадь j -го участка приведенной эпюры изгибающих моментов, ординаты этой эпюры вычисляются как произведение изгибающих моментов $M(x)$ (рис. 7.15, а) на ординаты приведенной эпюры жесткостей $1/I_i$ (см. рис. 7.15, б); m_j — ордината эпюры моментов на j -ом участке от единичной горизонтальной нагрузки, приложенной в i -ом сечении, вычисляется для центра тяжести площади участка эпюры A_{mj} .

Вычисления прогибов для вершины ядра приводятся на рис. 7.15, а, г, д. Прогибы для других расчетных сечений по высоте ядра даны без вычислений (см. рис. 7.15, б).

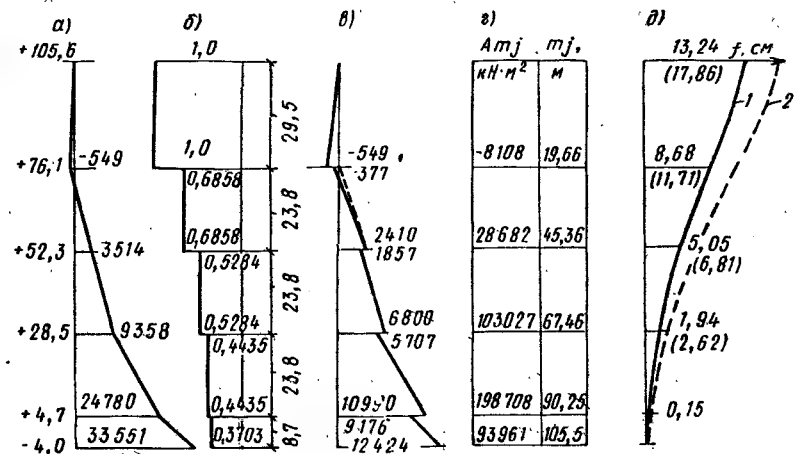


Рис. 7.15. Вычисление прогибов ядра жесткости

а — эпюра изгибающих моментов; б — приведенные жесткости сечений; в — приведенные эпюры изгибающих моментов; г — площади эпюр приведенных изгибающих моментов (слева) и ординаты эпюр изгибающих моментов от единичных горизонтальных нагрузок (справа); д — прогибы ядра; 1 — без учета деформирования расчетной схемы; 2 — то же, с учетом

7.20. Учет деформирования расчетной схемы

Задача сводится к отысканию некоторого параметра η , на который необходимо умножить усилия и перемещения, найденные при расчете по недеформируемой схеме. Решение вытекает из условия

$$\Sigma M = M(x = H) + M_g + M_f, \quad (7.2)$$

где ΣM — полный изгибающий момент в заделке на один столб; $M(x = H)$ — изгибающий момент от горизонтальной нагрузки; M_g — изгибающий момент от вертикальной нагрузки, возникающий в результате прогиба ядра от ветровой нагрузки; M_f — изгибающий момент от вертикальной нагрузки, возникающий в результате упругого поворота фундамента.

Все слагаемые в этом выражении записываются через изгибающий момент $M(x = H)$ и искомый параметр η .

Полный изгибающий момент в заделке будет равен:

$$\Sigma M = M(x = H) \eta. \quad (7.3)$$

Изгибающий момент от вертикальной нагрузки (на один столб) вследствие прогиба ядра записывается так:

$$M_g = \eta f_1 \Sigma G_j k_j / 2, \quad (7.4)$$

где f_1 — прогиб в вершине от ветровой нагрузки; G_j — вес j -го яруса

(оголовка ядра и четырех семиэтажных секций); $k_j = f_j / l$ — отношение прогибов в j -ом уровне к прогибам в вершине.

В последней формуле прогиб f_1 выражается через изгибающий момент в виде

$$f_1 = M(x=H)C_k, \quad (7.5)$$

где C_k — коэффициент пропорциональности, зависящий от расчетной схемы сооружения, вида нагрузки, характеристик жесткости. Этот коэффициент определяется численно при найденных значениях f и $M(x=H)$.

Изгибающий момент от вертикальной нагрузки, возникающей в результате поворота фундамента, с учетом деформирования расчетной схемы определится из выражения

$$M_j = \eta v \sum G_j h_j, \quad (7.6)$$

где v — угол поворота фундамента под действием изгибающего момента $M_h(x=H)$ (момента на все ядро жесткости); h_j — высота от подошвы фундамента до j -го уровня (места приложения ярусной нагрузки).

Угол поворота фундамента находится из выражения

$$v = M_h(x=H) / I_f C_f = m M(x=H) / I_f C_f, \quad (7.7)$$

где I_f — момент инерции площади подошвы фундамента; C_f — коэффициент жесткости основания (коэффициент постели); $m = M_h(x=H) / M(x=H)$.

Суммируя все выражения для изгибающих моментов $M(x=H)$, M_g , M_f и подставляя их в формулу (7.2), можно записать искомое выражение для параметра η в общем виде

$$\eta = (1 - 0,5 C_k \sum G_j k_j - m \sum G_j h_j / I_f C_f)^{-1}. \quad (7.8)$$

Ниже вычисляются значения, входящие в выражение для η при конкретных характеристиках проектируемого сооружения.

Для условий настоящего примера коэффициент пропорциональности

$$C_k = f_1 / M(x=H) = 13,2436 \cdot 10^{-2} / 33551,19 = 3,947162 \times 10^{-6} \text{ 1/кН}.$$

При вычислении ярусных нагрузок, принимаемых по рис. 7.14 для стадии эксплуатации, берется усредненный коэффициент перегрузки $n=1,125$. При этом условия

$$\sum G_j k_j = [2561 \cdot 1 + (60\,727 - 2561)8,6884 / 13,2432 + (119\,894 - 60\,727) \cdot 5,0502 / 13,2432 + (180\,742 -$$

$$- 119\,894)1,9455 / 13,2432 + (246\,897 - 180\,742) \cdot 0,1581 / 13,2432] / 1,125 = 64898,75 \text{ кН}.$$

Отношение моментов $m = M_h(x=H) / M(x=H) = 156136 / 33551 = 4,653827$. Моменты $M_h(x=H)$ принимаются по табл. 7.30, а $M(x=H)$ — по табл. 7.31.

Подставляя соответствующие значения в формулу $\sum G_j h_j / n$, получим $[2561 \cdot 113,6 + (60\,727 - 2561)84,1 + (119\,894 - 60\,727)60,3 + (180\,742 - 119\,894) \cdot 36,5 + (246\,897 - 180\,742)12,7] / 1,125 = 1,1246 \cdot 10^7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

Предварительно принимается круглый в плане фундамент с диаметром $d=20$ м и грунт с коэффициентом жесткости $C_f=5000$ кПа/м. Тогда жесткость фундамента при повороте $I_f C_f = 0,05 d^4 C_f = 0,05 \cdot 20^4 \cdot 5 \cdot 10^4 = 4 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

При подстановке полученных значений искомый параметр $\eta = (1 - 0,5 \cdot 3,947162 \cdot 10^{-6} \cdot 6,4898 \cdot 10^4 - 4,653827 \cdot 1,1246 \cdot 10^7 / 4 \cdot 10^8)^{-1} = 1,349386$.

Прогиб в вершине с учетом деформирования схемы составит: $f = f_1 \eta = 13,2436 \cdot 1,349386 = 17,86 \text{ см}.$

Расчетный прогиб ядра в вершине составит: $f_0 = f / k_f = 17,86 / 1,6345 = 10,926 \text{ см};$ относительный прогиб $f_0 / H = 10,926 / (109,6 \cdot 10^2) = 0,00103$ и приближается к предельному. В данном примере k_f — коэффициент, учитывающий сопротивление изгибу околоядровой обстройки в пределах каждой семиэтажной секции (вычисления k_f опущены).

7.21. Расчет прочности в нормальных сечениях ядра жесткости

Задачей расчета является подбор площади сечения вертикальной арматуры при принятой толщине стенок ядра, стали класса А-III и бетона класса В25 (рис. 7.16).

Решение задачи сводится к решению системы уравнений:

$$\begin{aligned} M &= R_b S_b - \sum \sigma_{si} S_{si}; \\ R_b A_b - \sum \sigma_{si} A_{si} - N &= 0; \\ \sigma_{si} &= \sigma_{sc,u} (\omega / \xi_i - 1) / (1 - \omega / 1,1). \end{aligned} \quad (7.9)$$

В этих уравнениях неизвестными являются площадь продольной арматуры A_{si} , площадь сжатого бетона A_b и напряжения в арматуре σ_{si} . Решение системы уравнений в замкнутом виде для поперечного сечения сложной формы (восьмиугольника с проемами) затруднительно,

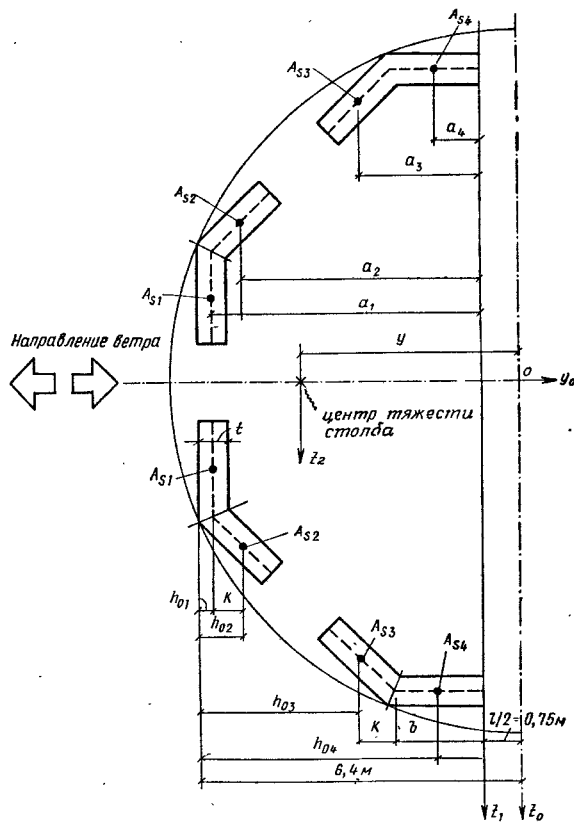


Рис. 7.16. Геометрические характеристики поперечного сечения ядра жесткости

поэтому следует использовать метод последовательных приближений.

Принимается следующий порядок расчета:

1. Предполагается, что все сечение бетона сжато и во всей продольной арматуре (неизвестной по площади) достигнуто напряжение $\sigma_{si} = -R_{sc}$ (первое приближение).

2. Из первого уравнения системы определяется площадь арматуры A_{si} (первое приближение).

3. По найденной площади арматуры A_{si} из второго уравнения системы определяется площадь сжатого бетона (значения ξ_i), второе приближение.

4. По найденной площади сжатого бетона A_b (при

значениях ξ_i) определяются напряжения в арматуре σ_{si} (второе приближение).

5. По найденным значениям A_b (из п. 3) и σ_{si} (из п. 4) вновь определяется из первого уравнения системы площадь арматуры A_{si} (второе приближение).

6. Найденная площадь арматуры A_{si} (из п. 5) сравнивается с площадью арматуры A_{si} (из п. 2); если эти площади отличаются друг от друга не более чем, например, на 5%, то расчет по подбору площади арматуры заканчивается; если расхождение превышает установленный уровень, расчет по пп. 3, 4 и 5 повторяется.

Согласно изложенному порядку выполняется подбор площади арматуры для сечения на отметке $-4,0$ м при направлении ветра справа налево, при котором в левом столбе ядра от горизонтальной нагрузки возникает сжимающее усилие (в дополнение к сжимающему усилию от вертикальной нагрузки).

Изгибающий момент от расчетной ветровой нагрузки с учетом деформирования расчетной схемы составляет:

$$M(x=H)n\eta = 33551,19 \cdot 1,2 \cdot 1,349386 = 54328,21 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Нормальная сжимающая сила от горизонтальной и вертикальной нагрузок (см. табл. 7.31 и рис. 7.14) вычисляется по формуле

$$N = N_n n \eta + N_v / 2 = 10881,21 \cdot 1,2 \cdot 1,349386 + 250 \cdot 530 / 2 = 142 \cdot 884 \text{ кН}.$$

Полный изгибающий момент относительно оси z_1 (центра тяжести более растянутого стержня, см. рис. 7.16)

$$M = M(x=H)n\eta + N(y - l/2) = 54328,21 + 142884,9(4,0912 - 1,5/2) = 531735,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Характеристики материалов принимаются по нормам для бетонных и железобетонных конструкций и имеют следующие значения: $\omega = \alpha - \beta R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 14,5 = 0,743$; $R_s = 365 \text{ МПа}$; $R_{sc} = 365 \text{ МПа}$.

Согласно п. 1 изложенного порядка расчета принимается $A_b = 8,5276 \text{ м}^2$, $\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = \sigma_{s3} = \sigma_{s4} = -365 \text{ МПа}$. При этом предполагается равномерное распределение напряжений в арматуре в пределах каждого элементарного участка ядра жесткости, считается также, что равнодействующая усилий в арматуре каждого элементарного участка расположена в его центре.

Согласно п. 2 вычисляется статический момент пло-

щади сжатой зоны бетона (в первом приближении — всего сечения бетона) $S_b = A_b(y - l/2) = 8,5276(4,0912 - 1,5/2) = 28,492 \text{ м}^3$. Статический момент площади арматуры равен: $\Sigma S_{si} = 8A_{si}(y - l/2) = 8A_{si}(4,0912 - 1,5/2) = 26,7296A_{si}$, м^3 (A_{si} — искомая площадь сечения арматуры в элементарном участке).

Полученные значения статических моментов подставляются в первую формулу системы (7.9), из которой определяется площадь продольной арматуры $A_{si} = (M - R_b S_b / [8\sigma_{si}(y - l/2)] = (531735,3 \cdot 10^3 - 14,5 \cdot 10^6 \times 28,492) / (26,7296 \cdot 365 \cdot 10^6) = 1,215638 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$ (искомая площадь арматуры в первом приближении).

Далее выполняется п. 3 очередности расчета, для чего из второго уравнения системы (7.9) по найденной площади арматуры определяется площадь сжатого бетона (второе приближение) $A_b = (N - \Sigma \sigma_{si} A_{si}) / R_b = (142884 \cdot 10^3 - 365 \cdot 10^6 \cdot 8 \cdot 1,215638 \cdot 10^{-2}) / (14,5 \cdot 10^6) = 7,406026 \text{ м}^2$.

Затем выполняется п. 4 очередности расчета: по найденной площади сжатого бетона рассчитывается высота сжатой зоны. Для этого определяется вначале площадь растянутого бетона $A_{bt} = A_{btot} - A_b = 8,5276 - 7,406026 = 1,121573 \text{ м}^2$. При ширине растянутой зоны бетона, равной $2t$, высота растянутой зоны $x_t = A_{bt} / 2t = 1,121573 / 2 \cdot 0,6 = 0,9346448 \text{ м}$; тогда высота сжатой зоны $x = d_e / 2 - l/2 - x_t = 6,4 - 1,5/2 - 0,9346448 = 4,715355 \text{ м}$.

Далее определяется относительная высота сжатых зон для каждой группы арматурных стержней: $\xi_1 = x / h_{01} = 4,715355 / (0,5 \cdot 0,6) = 15,718$; $\xi_2 = 5,0805$; $\xi_3 = 1,4529$; $\xi_4 = 0,9902$. Напряжения в арматуре σ_{si} находятся по третьей формуле системы уравнений (7.9): $\sigma_{s1} = 400 \cdot 10^6 (0,734 / 15,718 - 1) / (1 - 0,734 / 1,1) = -1186 \text{ МПа}$. Так как $\sigma_{s1} > R_{sc} = -365 \text{ МПа}$, принимаем $\sigma_{s1} = -365 \text{ МПа}$. Таким же образом рассчитываются $\sigma_{s2} = -943 \text{ МПа}$ и $\sigma_{s3} = -605 \text{ МПа}$. Поскольку их величина также больше R_{sc} , то принимаем $\sigma_{s2} = \sigma_{s3} = R_{sc} = -365 \text{ МПа}$, а $\sigma_{s4} = -311,05 \text{ МПа}$. После расчета напряжения в арматуре выполняется п. 5 очередности расчета, т. е. по первой формуле системы (7.9) вновь определяется площадь арматуры A_{si} (второе приближение). Эта формула записывается в следующем виде:

$$M = R_b(S_{btot} - S_{bt}) + 2A_{si}[R_{sc}(a_1 + a_2 + a_3) + \sigma_{s4}a_4], \quad (7.10)$$

где $S_{bt} = A_{bt}x_t/2 = 1,1216 \cdot 0,9346/2 = 0,5241 \text{ м}^3$; $a_1 = 6,4 - 0,75 - 0,3 = 5,35 \text{ м}$; $a_2 = 4,7219 \text{ м}$; $a_3 = 2,4047 \text{ м}$; $a_4 = 0,883 \text{ м}$.

Подставляя приведенные данные в формулу (7.10), находим искомую площадь $A_{si} = [M - R_b(S_{btot} - S_{bt})] / [2[R_{sc}(a_1 + a_2 + a_3) + \sigma_{s4}a_4]] = [531735,3 \cdot 10^3 - 14,5 \times 10^6(28,492 - 0,5241)] / [2[365 \cdot 10^6(5,35 + 4,7219 + 2,4047) + 311,05 \cdot 10^6 \cdot 0,883]] = 1,3068 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$ (второе приближение).

Эта площадь отличается от найденной в первом приближении на $(1,3068 - 1,2156) / 1,3068 = 6,9\%$, что более 5%, поэтому согласно п. 6 расчет повторяется.

Площадь арматуры в следующем приближении (расчеты не приведены) $A_{si} = 1,3227 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$ (третье приближение).

Эта площадь отличается от найденной во втором приближении на 1,2%, что менее 5%, следовательно, расчет по подбору площади арматуры заканчивается и принимается $A_{si} = 1,3227 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$ в каждом элемен-

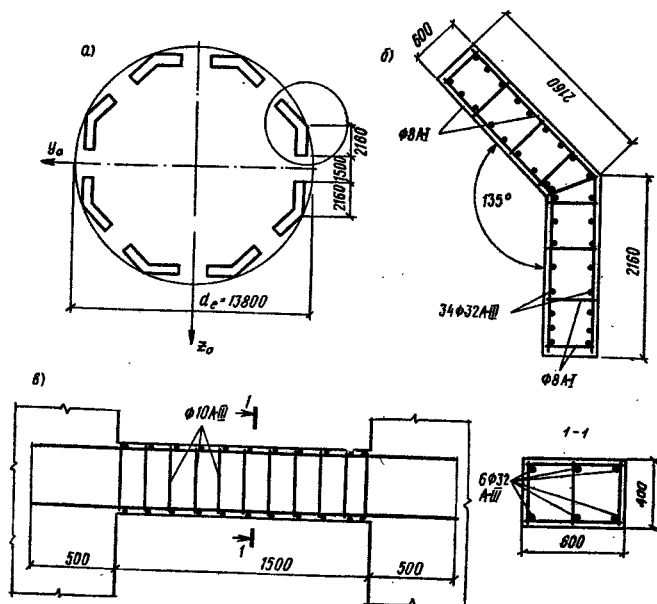


Рис. 7.17. Схема армирования ядра жесткости на отметке $-4,0 \text{ м}$
а — план; б — простенок; в — перемишка

тарном участке поперечного ядра жесткости. Полная площадь на все поперечное сечение равна: $\Sigma A_{si} = 16 \cdot 1,3227 \cdot 10^{-2} = 21,1632 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$, что составляет 1,2408% общей площади бетона. Схема армирования ядра жесткости приведена на рис. 7.17.

7.22. Расчет надпроемных перемычек

В задачу расчета входит определение площади продольной (горизонтальной) арматуры и площади поперечной (вертикальной) арматуры (хомутов), а также определение ширины раскрытия нормальных (вертикальных) и наклонных трещин.

Надпроемные перемычки работают на изгиб от вертикальной нагрузки, в данном случае от внутридровых перекрытий, и на усилия от поперечных сил и изгибающих моментов, возникающих от горизонтальной (ветровой) нагрузки с учетом деформирования расчетной схемы.

Ширина грузовой полосы со стороны внутридровых перекрытий принимается равной 2 м. При удельной вертикальной нагрузке на перекрытия в среднем $q_v = 8 \text{ кН/м}^2$ изгибающие моменты в защемленных опорах перемычек составят: $M_v = q_v b l^2 / 12 = 8 \cdot 2 \cdot 1,5^2 / 12 = 3 \text{ кН} \cdot \text{м}$; поперечные силы от вертикальной нагрузки будут равны: $Q_v = q_v b l / 2 = 8 \cdot 2 \cdot 1,5 / 2 = 12 \text{ кН}$.

Поперечная сила в перемычках от горизонтальной нагрузки при $\lambda H = 6,2287$ будет иметь максимальное значение при $x = 0,7 H = 0,7 \cdot 109,6 = 76,72 \text{ м}$ (от вершины), что примерно совпадает с уровнем закрепления второй секции. Величина поперечной силы на два ряда перемычек, параллельных направлению действия ветровой нагрузки, вычисляемая по формуле (3.77), составит:

$$Q = \eta_{\text{вн}} [Q_h + qH(a+1)/2e^{\lambda(H-x)}] / KB_{\text{вн}} = 1,349386 \times \\ \times 2,8 [1968,391 - 34,44 \cdot 109,6(0,2645 + 1)/2 \times \\ \times e^{5,8626 \cdot 10^{-2}(109,6 - 76,72)}] / (1,124 \cdot 10^{-12} \cdot 8,7386 \cdot 10^{12}) = 606 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты (знакопеременные) от ветровой нагрузки в перемычках с учетом коэффициента перегрузки $n = 1,2$ на одну перемычку

$$M_h = 0,25 Q_{\text{вн}} l = 0,25 \cdot 606 \cdot 1,5 \cdot 1,2 = 272,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Полиые изгибающие моменты в перемычках определяются по формуле

$$M = M_v + M_h = 3 + 272,7 = 275,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Принимается симметричное двойное армирование продольной арматурой класса А-III с $R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}$. Площадь поперечного сечения этой арматуры вычисляется из выражения

$$A_s = A_{sc} = M / R_s (h_0 - a') = 275,7 \cdot 10^3 / 365 \cdot 10^6 \cdot (0,36 - 0,04) = 2,314 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 23,14 \text{ см}^2 \text{ (принимается по } 3\varnothing 32 \text{ с } A_s = A_{sc} = 24,13 \text{ см}^2).$$

При расчете перемычек на поперечную силу необходимо проверить условие

$$Q \leq 0,35 R_b t h_0.$$

В данном случае $Q = 1,2 \cdot 606 \cdot 0,5 + 12 = 375,6 \text{ кН}$. При характеристиках сечения $R_b = 14,5 \text{ МПа}$, $t = 0,4 \text{ м}$, $h_0 = 0,36 \text{ м}$ поперечная сила $Q = 0,35 \cdot 14,5 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \times 0,36 = 730,8 \text{ кН}$, что превышает поперечную силу от внешних нагрузок $Q = 375,6 \text{ кН}$.

Площадь поперечного сечения хомутов определяется из условия

$$Q \leq R_b t h_0 \text{tg} \alpha + q_{sw} c,$$

где $t = 0,4 \text{ м}$; $h_0 = 0,36 \text{ м}$; $\text{tg} \alpha = 0,6$; $c = 1,5$; $h_0 = 1,5 \cdot 0,36 = 0,54 \text{ м}$; $R_b = 0,95 \text{ МПа}$.

Интенсивность погонной нагрузки, воспринимаемой хомутами, составит: $q_{sw} = (375,6 \cdot 10^3 - 0,95 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,36 \times 0,6) / 0,54 = 543,5 \text{ кН/м}$.

Шаг хомутов на приопорных участках длиной, равной четверти пролёта, принимается $s = 0,15 \text{ м}$. Требуемая площадь поперечного сечения хомутов определится из условия

$$A_s = q_{sw} s / R_s = 543,5 \cdot 10^3 \cdot 0,15 / 365 \cdot 10^6 = 2,23 \text{ см}^2 \text{ (принимается } 3\varnothing 10 \text{ с } A_s = 2,36 \text{ см}^2).$$

Ширина раскрытия нормальных к продольной оси трещин определяется для кратковременного действия нагрузки и должна составлять $a_{\text{срел}} \leq 0,4 \text{ мм}$. Ширина раскрытия трещин определяется по формуле

$$a_{\text{срел}} = \sigma_s 20(35 - 100\mu) \sqrt[3]{d} / E_s. \quad (7.11)$$

С некоторым приближением принимается $\sigma_s = R_s / n = 365 \cdot 10^6 / 1,2 = 304,16 \text{ МПа}$, коэффициент армирования $\mu = A_s / b h_0 = 24,13 \cdot 10^{-4} / 0,4 \cdot 0,36 = 1,67 \cdot 10^{-2}$. Тогда ширина раскрытия трещин будет равна: $a_{\text{срел}} = 304,16 \times$

$$\times 10^6 \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 1,67 \cdot 10^{-2}) 32^{1/3} / 20 \cdot 10^{10} = 1836,69 \times 10^{-4} \text{ м} = 0,1836 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия наклонных трещин удовлетворяет нормативным требованиям по бетонным и железобетонным конструкциям (этот расчет не дан).

7.23. Расчет конструкций подъемных элементов для опирания панельных секций

В задачу расчета входят определение площади сечения горизонтальной напрягаемой арматуры в уровнях перекрытий всех этажей и проверка прочности стенок восьмигранной пирамидальной оболочки.

Площадь сечения горизонтальной арматуры принимается одинаковой в уровнях всех перекрытий. Эта площадь находится из уравнения равновесия — суммы моментов всех сил для участка 1—2—3—4 относительно оси, проходящей через точку O (рис. 7.18):

$$2A_s R_s \gamma_s \cos(\omega/2) \sum H_i = \sum G l,$$

где A_s — искомая площадь арматуры в одном уровне; γ_s — коэффициент условия работы арматуры, принимаемый в данном случае равным 0,5; H_i — расстояние до i -го перекрытия; $\sum G$ — суммарная (на всю семиэтажную секцию) нагрузка в пределах площади 1—2—3—4.

Нагрузка $\sum G$ определяется из выражения

$$\sum G = (\sum G_2 + \sum V_1 + \sum G_3 + \sum G_4) / 8 = 5801,4 \text{ кН}.$$

Составляющие нагрузок относятся к семи этажам, их расшифровка дана в п. 7.16.

Положение центра тяжести площади 1—2—3—4 определяется из выражения

$$l = (2l_{1-4} + l_{2-3})(d_e - d_i) / [6(l_{1-4} + l_{2-3})] = (2 \cdot 11,697 + 5,3019)(28,7 - 12,8) / [6(11,697 + 5,3019)] = 4,3525 \text{ м}.$$

Тогда $\sum H_i$ составит $4,2 \cdot 8 + 2,8(1 + 2 + \dots + 7) = 112 \text{ м}$. Подставляя полученные значения в уравнение равновесия, находим $A_s = 5801,4 \cdot 4,3525 / 0,7071 \cdot 112 \cdot 510 \cdot 10^3 \times 0,5 = 6,25 \text{ см}^2$. Принимается арматура $1 \varnothing 32$ из стали класса А-IV. Натяжение арматуры на бетон перекрытий выполняется электротермическим способом.

При проверке прочности стенок восьмигранной пирамидальной оболочки предполагается, что перемещение ее края (точки А) по горизонтали исключено поста-

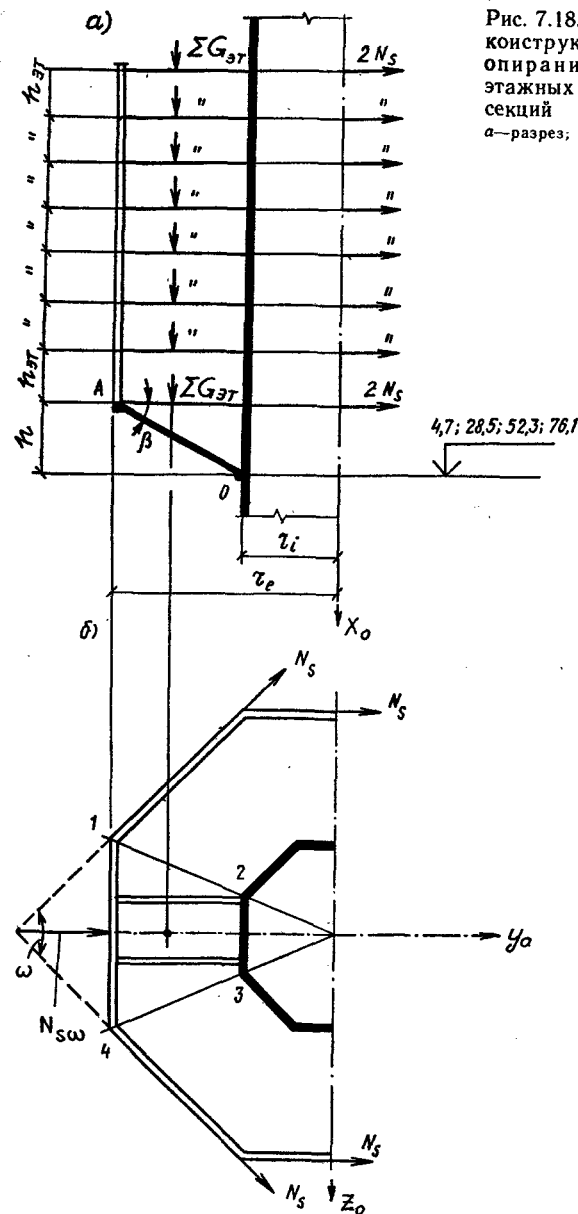


Рис. 7.18. К расчету конструкций для опирания семиэтажных панельных секций
а — разрез; б — план

новой горизонтальной арматуры в уровнях перекрытий и допускается перемещение края оболочки только по вертикали (см. рис. 7.18). Полная вертикальная нагрузка от семи этажей каждой секции воспринимается ребрами жесткости, которые передают ее на внутреннее опорное кольцо, а также пирамидальной оболочкой, сжатой в скатном направлении.

Доля полной вертикальной нагрузки, приходящейся на оболочку, предполагается распределенной по треугольному закону с искомой интенсивностью q , кН/м², вблизи ядра жесткости. Эта неизвестная нагрузка определяется из уравнения метода сил

$$\Delta q + \Delta_F = 0,$$

где $\Delta = \Delta_1 + \Delta_2$; Δ_1 — сдвиговые перемещения по вертикали в точке А панельного семизэтажного столба из двух внутренних стей под действием единичной нагрузки $q_0 = 1$, распределенной по треугольному закону; Δ_2 — вертикальное перемещение края оболочки под действием той же единичной нагрузки вследствие сжатия оболочки в скатном направлении; Δ_F — вертикальное перемещение края панельного столба под действием приложенной к нему полной нагрузки и определяемое сдвиговыми деформациями столба.

Перемещение края панельного столба записывается в следующем виде:

$$\Delta_F = \Sigma G(r_e - r_i) / \Sigma A_b G_b = 5801,4 \cdot 10^3 (14,135 - 6,4) / (7 \cdot 2 \cdot 19,6 \cdot 0,14 \cdot 12 \cdot 10^6) = 681,39 \cdot 10^{-3} \text{ м.}$$

Перемещение того же столба от единичной нагрузки $q_0 = 1$ Н/м²

$$\Delta_1 = 0,25(r_e - r_i)^2(l_{1-4} + l_{2-3}) / \Sigma A_b G_b = 0,25(14,135 - 6,4)^2(11,697 + 5,3019) / (2 \cdot 19,6 \cdot 0,14 \cdot 12 \times 10^6) = 3,8603 \cdot 10^{-6} \text{ м}$$

Вертикальное перемещение края конической оболочки под действием единичной нагрузки $q_0 = 1$ Н/м² определится из выражения

$$\Delta_2 = 0,25(r_e - r_i)^2(l_{1-4} + l_{2-3}) / \cos \beta l_{2-3} \delta E_b = 0,25(14,135 - 6,4)^2(11,697 + 5,3019) / (0,8685 \cdot 5,3019 \times 10^6) = 9,2034 \cdot 10^{-6} \text{ м.}$$

Из уравнения метода сил находится нагрузка, приходящаяся на оболочку, $q = 681,39 \cdot 10^{-3} / (3,8603 \times 10^{-6} + 9,2034 \cdot 10^{-6}) = 52,1566$ кН/м².

Под действием скатной составляющей от найденной вертикальной нагрузки в оболочке возникает сжимающее напряжение (максимальное вблизи нижней опоры)

$$\sigma_b = 0,25 \cdot 52,1566(14,135 - 6,4) \sin \beta \cdot (11,697 + 5,3019) / (0,15 \cdot 5,3019) = 1,068 \text{ МПа} < R_b = 14,5 \text{ МПа.}$$

Таким образом, оболочка в скатном направлении может армироваться исходя из конструктивных соображений.

7.24. Расчет фундамента

Диаметр фундамента принимается из расчета основания по крайевым (минимальным, максимальным и средним) напряжениям, а также из условия допустимого крена фундамента при действии горизонтальных нагрузок. На основании этих расчетов (здесь они опущены) принят диаметр фундаментной плиты $d_2 = 20$ м (рис. 7.19).

Рабочая высота фундамента h_0 определяется из условия обеспечения прочности его на продавливание по поверхности коноуса. Коноус продавливания будет иметь диаметр сверху $d_1 = 13,8$ м и внизу $d = 13,8 + 2h_0$.

Реактивное давление (отпор) определяется из формулы $\sigma_{max} = N/A_f + M/W_f$. Здесь $N = 250,5 \cdot 10^3$ кН (см. рис. 7.14). Изгибающий момент принимается по табл. 7.29 с коэффициентом, учитывающим влияние прогиба $\eta = 1,349686$ (см. п. 7.20). Величина его составит: $M = 156\,136 \cdot 1,349386 \cdot 1,2 = 252,825 \cdot 10^3$ кН·м. При вычислении изгибающего момента и вертикальной силы не учтены вес фундамента, грунта на его коносах и другие особенности, мало влияющие на окончательные результаты. Далее производим расчет площади фундамента $A_f = \pi d_2^2 / 4 = \pi \cdot 20^2 / 4 = 314,1$ м² и момента сопротивления $W_f = \pi d_2^3 / 16 = 1570,5$ м³. Подставляя эти данные, получим реактивное сопротивление $\sigma_{max} = 250,5 \cdot 10^6 / 314,1 + 252,825 \cdot 10^6 / 1570,5 = 9,58 \cdot 10^5$ Н/м², т.е. менее расчетного давления на грунт, вычисляемого с учетом размеров фундамента, глубины его заложения и характеристик грунта, равного $20,94 \times 10^5$ Н/м² (вычисления расчетного давления не даны).

Погоинное усилие продавливания в заделке коносоли с наиболее нагруженной стороны рассчитывается по формуле

$$F = \sigma_{max} \pi [d_2^2 - (d_1 + 2h_f)^2] / (4\pi d_1). \quad (7.12)$$

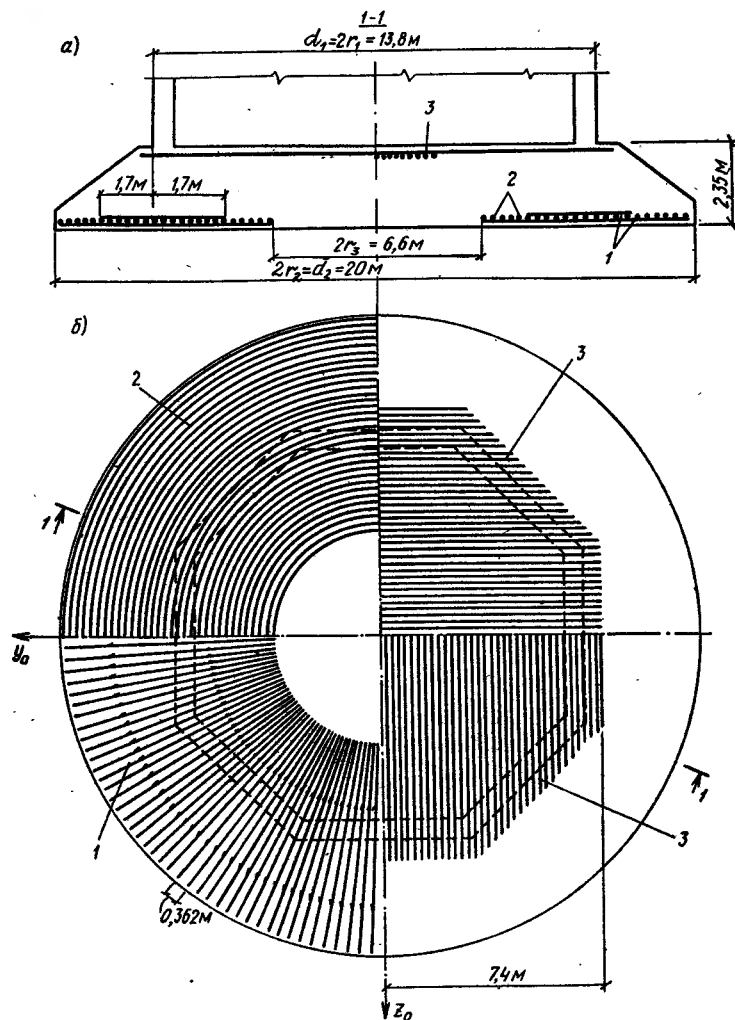


Рис. 7.19. Схема армирования фундамента
а—разрез; б—план; 1—радиальная арматура; 2—кольцевая арматура; 3—верхняя арматура

Формула расчета несущей способности на продавливание на этом же участке имеет вид:

$$F_b = R_{bt} h_0 \pi (d_1 + h_0) / (\pi d_1). \quad (7.13)$$

Из совместного решения уравнений (7.12) и (7.13) при $R_{bt} = 1,05$ МПа (для бетона класса В30) находим высоту фундамента $h_0 = 2,2$ м.

Радиальная арматура внизу фундамента по наружной грани ядра жесткости определяется на действие консольного изгибающего момента от сил отпора, вычисляемого по формуле

$$M = \sigma_{\max} (2r_2^3 - 3r_2^2 r_1 + r_1^3) / (6r_1) = 9,58 \cdot 10^5 (2 \cdot 10^3 - 3 \cdot 10^2 \cdot 6,9 + 6,9^3) / (6 \cdot 6,9) = 5982 \text{ кН} \cdot \text{м/м}.$$

Площадь радиальной арматуры определяется как для прямоугольного элемента шириной $b = 1$ м с одинарной арматурой при $z = 0,9h$; $A_s = M / (zR_s) = 5982 \times 10^3 / (0,9 \cdot 2,2 \cdot 365 \cdot 10^6) = 82,77 \text{ см}^2/\text{м}$. Согласно расчету принимаем арматуру из восьми стержней диаметром 36 мм из стали класса А-III с $A_s = 81,43 \text{ см}^2$. Площадь нижней арматуры в кольцевом направлении составляет 50% площади радиальной арматуры, т.е. $41,385 \text{ см}^2/\text{м}$; принимаем арматуру из восьми стержней диаметром 25 мм из стали класса А-III с $A_s = 39,27 \text{ см}^2$.

Радиус теоретического обрыва нижней арматуры принимается $r_3 = 2r_1 - r_2 = 2 \cdot 6,9 - 10 = 3,8$ м; с учетом заанкеривания арматуры принимается $r_3 = 3,3$ м.

Верхняя арматура в пределах контура ядра жесткости определяется на действие изгибающего момента, вычисляемого по формуле $M_1 = \sigma_{\max} r_2^2 (2r_2 - 3r_1) / (6r_1) = 9,58 \cdot 10^5 \cdot 10^2 (2 \cdot 10 - 3 \cdot 6,9) / (6 \cdot 6,9) = -16,11 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{м/м}$ (растяжение вверх). Верхняя арматура, одинаковая в обоих направлениях, определяется из условия $A_s = M_1 / zR_s = 16,11 \cdot 10^5 / (0,9 \cdot 2,2 \cdot 365 \cdot 10^6) = 22,41 \text{ см}^2/\text{м}$ (принимается по пять стержней диаметром 25 мм из стали класса А-III в каждом направлении с $A_s = 24,54 \text{ см}^2$).

Схема армирования фундамента приведена на рис. 7.19.

Бронер Л. Д. Жилищное строительство и демографические процессы.— М.: Стройиздат, 1980.
 Богословский В. Н. Тепловой режим здания.— М.: Стройиздат, 1979.

Дроздов П. Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов.— М.: Стройиздат, 1977.

Железобетонные конструкции: Спецкурс: Учеб. пособие для вузов/В. Н. Байков, П. Ф. Дроздов, И. А. Трифонов и др. Под ред. В. Н. Байкова.— 3-е изд., перераб.— М.: Стройиздат, 1981.

Жилая ячейка в будущем/Б. Р. Рубаненко, К. К. Карташева, Д. Г. Тонский и др.— М.: Стройиздат, 1982.

Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий. ВСН 32-77. Госгражданстрой.— М.: Стройиздат, 1978.

Ольхова А. П. Гостиницы.— М.: Стройиздат, 1983.

Рекомендации по проектированию гостиниц большой вместимости.— М.: ЦНИИЭП жилища, 1982.

Ржаницын А. Р. Строительная механика.— М.: Высшая школа, 1982.

Саакян А. О., Саакян Р. О., Шахназарян С. Х. Возведение зданий и сооружений методом подъема.— М.: Стройиздат, 1982.

Сенин Н. И., Деминов П. Д., Пресняков Н. И. Расчет и конструирование высотных зданий с ядрами жесткости: Методические указания для дипломного проектирования по специальности 1202 «Промышленное и гражданское строительство»/Под ред. П. Ф. Дроздова.— М.: МИСИ им. В. В. Куйбышева, 1984.

Ханджи В. В. Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом.— М.: Стройиздат, 1977.

ПЕРЕЧЕНЬ ОСНОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ

Нагрузки

- $F_{i,sl}$ — полная вертикальная нагрузка от одного этажа
 F — матрица-столбец (вектор) нагрузки
 $Q_{i,sl}$ — постоянная нагрузка от одного этажа
 $V_{i,sl}$ — временная нагрузка от одного этажа
 p_i — полная, распределенная по высоте вертикальная нагрузка
 q — интенсивность горизонтальной нагрузки в вершине здания
 $q(x)$ — то же, на любом уровне высоты здания
 aq — то же, на уровне земли
 S_{ik} — сейсмическая инерционная сила тона i на уровне k

Усилия

- $M_{i,e}(x)$ — изгибающий момент в вертикальном i -том элементе от эксцентричной вертикальной нагрузки
 $m_{i,e}$ — интенсивность этого момента
 m_e — интенсивность изгибающего момента от удельно-неравной вертикальной нагрузки
 M_h — изгибающий момент на все здание от внешней горизонтальной нагрузки
 Q_h — соответствующая поперечная сила
 M_i — изгибающий момент в i -том элементе
 Q_i — поперечная сила в i -том элементе
 N_i — нормальная сила в i -том элементе
 Q_{ii} — континуальная перерезывающая сила в связях (перемычках) между элементами i и i
 $\bar{Q}_{ii}$ — то же, дискретная перерезывающая сила
 M_u — полный изгибающий момент от горизонтальной и внецентренной вертикальной нагрузки
 Q_{cr} — перерезывающая сила в перемычках, вызывающая образование трещин
 M_{cr} — момент образования нормальных трещин в перемычках
 Q_u — предельная перерезывающая сила в перемычке (по прочности сжатого столба между трещинами)
 M_i — внешний крутящий момент на всю несущую систему здания
 M_{tor} — момент чистого кручения ядер
 M_w — изгибно-крутящий момент на всю несущую систему
 M_{gr} — изгибающий момент в ростверке
 T — бимомент при кручении

Физические характеристики и жесткости

- E_b — модуль упругости бетона
 κ — коэффициент податливости горизонтальных швов, коэффициент приведения сдвигающих напряжений
 c — краевая осадка фундамента по СНиП
 s_{ii} — характеристика деформативности связи между вертикальными элементами i и i
 G — модуль сдвига бетона
 $[R]$ — матрица жесткости
 B_{iz} — изгибная жесткость i -го элемента относительно оси z , проходящей через центр тяжести его поперечного сечения
 B_w — изгибно-крутильная жесткость несущей системы
 $B_f = I_{fc}$ — жесткость подошвы фундамента
 B_{bi} — изгибная жесткость перемычки (связи)
 B_a — дополнительная жесткость относительно оси, не проходящей через центр тяжести сечения элемента
 $B_u = \Sigma B_{iz} + B_a$ — полная жесткость диафрагмы без учета деформативности перемычек (связей)

Геометрические характеристики

- b — расстояние между осями смежных столбов (колонн)
 h — высота этажа, расстояние между связями по высоте здания, шаг конечно-разностной аппроксимации
 l — пролет перемычки, ригеля
 t — толщина перекрытия
 β_f — безразмерный параметр диафрагмы
 I — момент инерции поперечного сечения элемента
 I_t — момент инерции при чистом кручении
 A — площадь поперечного сечения
 A_{red} — приведенная площадь железобетонного сечения
 A_w — площадь сечения стенки
 f — прогиб нерха
 v, w — перемещения по осям x и z (то же, η, ξ)
 f_s — прогиб верха при жестких связях (перемычках)
 v_s — перемещение по оси Y при жестких перемычках
 λ — жесткостная характеристика диафрагмы
 H — высота здания (диафрагмы, рамы)
 θ — угол поворота в плане (закручивания)
 γ — угол сдвига, коэффициент учета сдвига при изгибе
 α — угол наклона вертикального элемента
 α_0 — угол наклона исей несущей системы при плоском ее изгибе
 $\Delta\alpha_i$ — угол наклона i -го элемента при повороте несущей системы в плане
 L — длина фасада
 e — эксцентриситет, расстояние до центра плана
 c_{it} — секториальная координата

ПРОГРАММА «АВТОРЯД-ЕС»

```

// EXEC FORGCLG,REGION.GO=250 K,TIME.GO=10,PR=NO,
// LIB='SYS1.SSPLIB'
//FORT.SYSIN DD *
    DIMENSION E(60),D(60),Y1(60),Y2(60),Z1(60),Z2(60),
    *P0(60),UCK(10),SVE(7,60),F(60),DELP(60),QP(40,40),
    *C0(60,60),CT(60,60),CI(60,60),F0(60),D0(60),
    PROG(3,40),
    *DI(60),FI(60),VN(60),P2(60),P3(60),C(40,60),
    *TETA22(40),TETA11(21),TETA(11),UVK(11),
    *B(65),T(40),Y22(40),Y11(21),YO(11),
    *ZY(40,60),TY(40,60),SUMNY(40),XMMY(40,60),
    *Q11(82),Q(41),XOY(40),XY(40,60),
    *P(60),A(60,60),BO(60,4),TAB(7,60),X(82),D1(80,60)
    DIMENSION R(65,60),UZ(60),UY(60),YY(60),ZZ(60)
    COMMON /NEP/ KL,KT
    DEFINE FILE11(200,300,0,0,L,KL),9(100,200,0,L,KT)
    NAMLIST/PAR/H,N,MM,KK,MTK,E,D,Y1,Y2,Z1,Z2,
    *P0,UVK,SVE
    READ (5,PAR)
    PRINT 301
301  FORMAT(/5X,'*****ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ*****')
    PRINT 600,H,N,MM,KK,MTK
600  FORMAT(4X,'H=' ,G9.4,4X,'N=' ,I2,4X,'MM=' ,I2,4X,'KK=' ,
    *I2,3X,'MTK=' ,I1)
    DO 33 I=1,N
    TAB(1,I)=E(I)
    TAB(2,I)=D(I)
    TAB(3,I)=Y1(I)
    TAB(4,I)=Y2(I)
    TAB(5,I)=Z1(I)
    TAB(6,I)=Z2(I)
    TAB(7,I)=P0(I)
33  CALL PRINTD(TAB,N,7,1)
    CALL PRINTD(UVK,11,1,2)
    CALL PRINTD(SVE,MM,7,3)
    N5=N+6
    N1=N+1
    HH=H/(KK-1)
    NN=N1*(KK-2)
    K4=(KK-1)/2+1
    K5=(K4-1)/2+1
    CALL GH(N,E,D,Y1,Y2,Z1,Z2,P0,F,DELP,
    *S,P,EY,EZ,BZ,BY,BKP,UZ,UY,YY,ZZ,UVK,UCK,BK,H)
    CALL MAD(E,UCK,SVE,BKP,BEY,BEZ,F,B,MM,
    *DELP,BZ,BY,EY,EZ,R,A,BO,N,N7,N5,N1,Y1,Y2,Z1,Z2)
    IF(MTK.EQ.2) CALL PRINTD(A,N1,N1,4)
    IF(MTK.EQ.2) CALL PRINTD(BO,4,N1,5)
    CALL RDUR(A,BO,H,KK,N1,BK,HH,C,C0,CT,CI,F0,D0,DI,FI,
    *VN,P2,P3,N)
    K6=KK*2-1
    CALL OPS(KK,MM,HH,R,C,N,NN,N1,N5,
    *K6,Q11,Q,SVE,DI,N7,QP)
    
```

```

CALL MYZ(E,UZ,UY,UCK,YY,ZZ,C,KK,HH,N,
*NI,NN,BZ,BY,BKP,XOY,XY,ZY,TY,SUMNY,XMMY,T,Y22,
*Y11,YO,TETA22,TETA11,K4,K5,PROG)
CALL PRODS(H,HH,KK,N,N1,C,PI,PØ)
PRINT 1
1 FORMAT(1X,59('**'))
STOP
END
SUBROUTINE GH(N,E,D,Y1,Y2,Z1,Z2,PØ,F,
*DELP,S,P,EY,EZ,BZ,BY,BKP,UZ,UY,YY,ZZ,UVK,UCK,BK,H)
DIMENSION E(N),D(N),Y1(N),Y2(N),Z1(N),Z2(N),
*PØ(N),F(N),P(N),EIZ(6Ø),EIY(6Ø),UZ(6Ø),UY(6Ø),YY(6Ø),
*ZZ(6Ø),DELP(N),UVK(11),UCK(1Ø)
S=Ø
PP=Ø
DO 1Ø I=1,N
F(I)=ABS(D(I)*(Y1(I)-Y2(I)+Z1(I)-Z2(I)))
S=S+F(I)*E(I)
IF(S) 9,1Ø,9
9 PP=PP+PØ(I)
1Ø CONTINUE
DO 19 I=1,N
P(I)=PP*F(I)*E(I)/S
DELP(I)=P(I)-PØ(I)
19 CONTINUE
BEY=Ø,Ø
BEZ=Ø
BY=Ø
BZ=Ø
DO 11 I=1,N
EIZ(I)=Ø.Ø
EIY(I)=Ø.Ø
UZ(I)=Ø.Ø
UY(I)=Ø.Ø
EIZ(I)=Ø.5*(Z1(I)+Z2(I))
EIY(I)=Ø.5*(Y1(I)+Y2(I))
UZ(I)=ABS(D(I)*(Y1(I)-Y2(I))**3/12.Ø)
UY(I)=ABS(D(I)*(Z1(I)-Z2(I))**3/12.Ø)
BEZ=BEZ+UZ(I)*EIZ(I)*E(I)
BZ=BZ+UZ(I)*E(I)
BEY=BEY+UY(I)*EIY(I)*E(I)
11 BY=BY+UY(I)*E(I)
IF(BY) 12,13,12
12 EY=BEY/BY
GO TO 14
13 EY=Ø
14 IF(BZ) 15,16,15
15 EZ=BEZ/BZ
GO TO 17
16 EZ=Ø
17 BKP=Ø
DO 5Ø I=1,1Ø
5Ø UCK(I)=Ø.Ø
UCK(I)=UVK(I)

```

```

UCK(2)=UVK(2)
UCK(5)=UVK(6)
UCK(6)=UVK(7)
UCK(3)=-UVK(3)/2
UCK(4)=(1-UVK(4))*UVK(3)/(6*H)
UCK(7)=-UVK(8)/2
UCK(8)=(1-UVK(9))*UVK(8)/(6*H)
UCK(9)=UVK(3)*(UVK(5)-EZ)-UVK(8)*(UVK(1Ø)-EY)+
*UVK(11)
UCK(1Ø)=((UVK(4)-1)*(UVK(5)-EZ)*UVK(3)-
*(UVK(9)-1)*(UVK(1Ø)-EY)
**UVK(8))/H
BK=UVK(3)*H*(1+UVK(4))*(UVK(5)-EZ)/2-
*UVK(8)*H*(1+UVK(9))
** (UVK(1Ø)-EY)/2+UVK(11)*H
DO 18 I=1,N
Y1=Ø.5*(Y1(I)+Y2(I))-EY
Z1=Ø.5*(Z1(I)+Z2(I))-EZ
YY(I)=Y1
ZZ(I)=Z1
18 BKP=BKP+E(I)*(UY(I)*YI**2+UZ(I)*ZI**2)
PRINT 2Ø
2Ø FORMAT(/2ØX, '*****РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТОВ
*****'/)
PRINT 21,EY,EZ
21 FORMAT(2X, 'КООРДИНАТА ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТЕЙ
*ПО ОСИ OY EY='G11.4/2X,
*КООРДИНАТА ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТЕЙ ПО ОСИ OZ
*EZ='G11.4/)
RETURN
END
SUBROUTINE MAD(E,UCK,SVE,BKP,BEY,BEZ,F,B,MM,
*DELP,BZ,BY,EY,EZ,R,A,BO,N,N7,N5,N1,Y1,Y2,Z1,Z2)
DIMENSION E(N),UCK(1Ø),SVE(7,MM),F(N),DELP(N),
*B(N5),A(N1,N1),BO(N1,4),Y1(N),Y2(N),Z1(N),Z2(N),R(MM,N5)
DO 61 K=1,N1
DO 61 M=1,N1
DO 61 I=1,4
A(K,M)=Ø.Ø
BO(K,I)=Ø.Ø
DO 42 II=1,MM
I=SVE(1,II)
J=SVE(2,II)
SV=SVE(3,II)
YCIJ=SVE(4,II)
YCJI=SVE(5,II)
ZCIJ=SVE(6,II)
ZCJI=SVE(7,II)
YJI=(Y1(I)-Y1(J)+Y2(I)-Y2(J))*Ø.5
ZJI=(Z1(I)-Z1(J)+Z2(I)-Z2(J))*Ø.5
2ØØ CIJ=ZJI*(Ø.5*(YCIJ+YCJI)-EY)-YJI*(Ø.5*(ZCIJ+
*ZCJI)-EZ)
C ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРАВЛЕНИЯ СВЯЗЕЙ
C РЕАЛЬНЫЕ СВЯЗИ ТИПА ПЕРЕМЫЧЕК

```

IF(YCIJ.NE.YCJI) GO TO 20
IF(ZCIJ.NE.ZCJI) GO TO 21

ПЛОСКИЕ ФИКТИВНЫЕ СВЯЗИ

IF(Z1(I).EQ.Z2(I).AND.Z1(J).EQ.Z2(J)) GO TO 20
IF(Y1(I).EQ.Y2(I).AND.Y1(J).EQ.Y2(J)) GO TO 21
УГОЛКОВЫЕ ФИКТИВНЫЕ СВЯЗИ

IF(Y1(I).EQ.YCIJ.AND.Y2(I).EQ.YCIJ) GO TO 21
IF(Y1(J).EQ.YCIJ.AND.Y2(J).EQ.YCIJ) GO TO 21

20 CONTINUE
DO 2 M=1,N
B(M)=0.0

YM=(Y1(M)+Y2(M))*0.5-EY
ZM=(Z1(M)+Z2(M))*0.5-EZ
IF (ABS(BY).LT.0.001) GO TO 1
30 B(M)=(YM/BZ+ZM*ZJ1/(BY*YJ1))/SV
GO TO 2

1 B(M)=YM/BZ*SV
2 CONTINUE

B(I)=B(I)+1/(SV*F(I)*E(I)*YJ1)
B(J)=B(J)-1/(SV*F(J)*E(J)*YJ1)
YI=0.5*(Y1(I)+Y2(I))-EY
YJ=0.5*(Y1(J)+Y2(J))-EY
ZDIJ=0.5*(ZCIJ+ZCJI)-EZ
ZZIJ=ZCIJ-(Z1(I)+Z2(I))/2
ZZJI=ZCJI-(Z1(J)+Z2(J))/2
OMEGAY=(ZZIJ*YI)-(ZZJI*YJ)+(ZDIJ*YJ1)
IF (ABS(BKP).LT.0.001) GO TO 6
B(N1)=-OMEGAY/(SV*YJ1*BKP)
GO TO 44

6 B(N1)=0.0
44 DO 4 M=1,4
N6=N+1+M
N2=9-M
N3=5-M

IF (ABS(BY).LT.0.001) GO TO 3
31 B(N6)=- (UCK(N3)/BZ+UCK(N2)*ZJ1/(BY*YJ1))/SV
GO TO 4

3 B(N6)=- UCK(N3)/(BZ*SV)
4 CONTINUE

N4=N+4
B(N4)=B(N4)-(DELP(J)/(F(J)*E(J)))-
*DELP(I)/(F(I)*E(I))/(SV*YJ1)
GO TO 20.1

21 CONTINUE
C СВЯЗЬ ПО НАПРАВЛЕНИЮ OZ
DO 32 M=1,N

YM=(Y1(M)+Y2(M))*0.5-EY
ZM=(Z1(M)+Z2(M))*0.5-EZ
32 B(M)=(ZM/BY+YM*YJ1/(BZ*ZJ1))/SV
B(I)=B(I)+1/(SV*F(I)*E(I)*ZJ1)
B(J)=B(J)-1/(SV*F(J)*E(J)*ZJ1)

YYIJ=YCIJ-0.5*(Y1(I)+Y2(I))
YYJI=YCJI-0.5*(Y1(J)+Y2(J))
Z1=0.5*(Z1(I)+Z2(I))-EZ
ZJ=0.5*(Z1(J)+Z2(J))-EZ
YDIJ=0.5*(YCIJ+YCJI)-EY
OMEGAZ=-YYIJ*Z1+YYJI*ZJ-YDIJ*ZJ1
B(N1)=-OMEGAZ/(SV*ZJ1*BKP)

DO 33 M=1,4

N3=5-M

N2=9-M

N4=N+4

N6=N+1+M

33 B(N6)=- (UCK(N2)/BY+UCK(N3)*YJ1/(BZ*ZJ1))/SV
B(N4)=B(N4)-(DELP(J)/F(J)*E(J))-
*DELP(I)/(F(I)*E(I))/(SV*ZJ1)

B(N5)=CIJ

20.1 DO 40 M=1,N1

A(I,M)=A(I,M)*B(M)

A(J,M)=A(J,M)-B(M)

40 A(N1,M)=A(N1,M)+CIJ*B(M)

DO 41 M=1,4

N6=N+1+M

BO(N1,M)=BO(N1,M)+B(N6)*CIJ

BO(I,M)=BO(I,M)+B(N6)

41 BO(J,M)=BO(J,M)-B(N6)

DO 206 M=1,N5

R(I1,M)=B(M)

206 CONTINUE

42 CONTINUE

BO(N1,4)=BO(N1,4)+UCK(9)

BO(N1,3)=BO(N1,3)+UCK(10)

RETURN

END

SUBROUTINE RDUR(A,B0,H,KK,N1,BK,HH,C,C0,CT,CI,
*F0,D0,

*DI,FI,VN,P2,P3,N)

COMMON /NEP/ KL,KT

DIMENSION A(N1,N1),B0(N1,4),

*C0(N1,N1),CT(N1,N1),CI(N1,N1),F0(N1),D0(N1),

*DI(N1),FI(N1),VN(N1),P2(N1),P3(N1),C(KK,N1)

KL=1

KT=1

DO 202 I=1,N1

DO 202 J=1,N1

IF(I.EQ.J)GO TO 203

C0(I,J)=A(I,J)*HH**2

GO TO 202

203 C0(I,J)=A(I,J)*HH**2+2

202 CONTINUE

DO 207 I=1,N1

DO 207 J=1,N1

CT(I,J)=C0(I,J)

207 CONTINUE

CALL MINV(C0,N1,DET,P2,P3)

```

DO 204 I=1,N1
DO 204 J=1,N1
204 C C0(I,J)=C0(I,J)*2
C ОПРЕДЕЛЕНО C0
DO 205 I=1,N1
F0(I)=B0(I,1)*H**3+B0(I,2)*H**2+B0(I,3)*H+B0(I,4)
VN(I)=(-F0(I)*HH**2)*0.5
VN(N1)=VN(N1)+HH*BK
205 CONTINUE
DO 206 I=1,N1
D0(I)=0.0
DO 206 J=1,N1
D0(I)=D0(I)+C0(I,J)*VN(J)
206 CONTINUE
C ОПРЕДЕЛЕНО D0
K1=KK-2
K2=KK-1
DO 209 I2=1,K1
XK1=H-I2*HH
DO 210 I=1,N1
FI(I)=B0(I,1)*XK1**3+B0(I,2)*XK1**2+B0(I,3)*XK1+
B0(I,4)
VN(I)=D0(I)-FI(I)*HH**2
DO 210 J=1,N1
CI(I,J)=CT(I,J)-C0(I,J)
210 CONTINUE
CALL MINV(CI,N1,DET,P2,P3)
WRITE (11,KL)C0
DO 213 I=1,N1
DI(I)=0.0
DO 213 J=1,N1
DI(I)=DI(I)+CI(I,J)*VN(J)
213 C0(I,J)=CI(I,J)
WRITE (9'KT)D0
DO 209 I=1,N1
D0(I)=DI(I)
214 CONTINUE
209 DO 215 I=1,N1
F0(I)=0.0
C(I,1)=0.0
215 VN(I)=0.0
DO 216 I3=1,K2
KT=K2-I3
KL=K2-I3
DO 217 I=1,N1
DO 217 J=1,N1
VN(I)=VN(I)+C0(I,J)*F0(J)
217 CONTINUE
DO 218 I=1,N1
VN(I)=VN(I)+D0(I)
F0(I)=VN(I)
C(I3+1,I)=VN(I)
VN(I)=0.0
218 CONTINUE

```

342

```

IF (I3.EQ.K2) GO TO 216
READ (11'KL)C0
READ (9'KT)D0
216 CONTINUE
CALL PRINTD(C,N1,KK,10)
RETURN
END
SUBROUTINE SIMPS(V1,Y,Z,K2,K3,M1)
DIMENSION Y(M1),Z(K2)
S=0.
K1=K2-1
H=V1/3.
Z(K2)=0.
DO 609 K=1,K1
I=K1-K+1
K10=2*I-1
K11=2*I
K12=2*I+1
VV=Y(K10)+4*Y(K11)+Y(K12)
Z(I)=H*(S+VV)
609 S=S+VV
RETURN
END
SUBROUTINE OPS(KK,MM,HH,R,C,N,NN,N1,N5,
*K6,Q11,Q,SVE,D1,N7,QP)
DIMENSIONR(MM,N5),C(KK,N1),Q11(K6),Q(KK),SVE(7,MM),
*D1(K6,N1),X(82)
*QP(MM,KK)
DO 641 I=1,K6
DO 641 J=1,N1
641 D1(I,J)=0.0
DO 642 J=1,N1
DO 642 K=1,KK
M1=2*K-1
M2=2*K
M3=K+1
D1(M1,J)=C(K,J)
IF (K.EQ.KK) GO TO 642
D1(M2,J)=(C(K,J)+C(M3,J))*0.5
642 CONTINUE
DO 620 I=1,MM
DO 645 K=1,K6
QQ=0.
DO 644 J=1,N1
QQ=QQ+R(I,J)*D1(K,J)
644 CONTINUE
X(K)=(K-1)*HH*0.5
645 Q11(K)=QQ+R(I,N+5)+R(I,N+4)*X(K)+
*R(I,N+3)*X(K)**2+R(I,N+2)*X(K)**3
H4=HH*0.5
Q11(I)=0.
CALL SIMPS(H4,Q11,Q,KK,KK,K6)
DO 10 J=1,KK
10 QP(I,J)=Q(J)

```

343


```

620 CONTINUE
CALL PRINT1(QP, KK, MM, SVE, 6)
RETURN
END
SUBROUTINE MYZ(E, UZ, UY, UCK, YY, ZZ, C, K, HH, N,
*N1, NN, BZ, BY, BKP, XOY, XY, ZY, TY, SUMNY, XMMY, T, Y22,
*Y11, YO, TETA22, TETA11, TETA, L3, L4, PROG)
DIMENSION E(N), UZ(N), UY(N), UCK(10), YY(N), ZZ(N),
*XOY(K), XY(K, N), ZY(K, N), TY(K, N), SUMNY(K), XMMY(K, N),
*C(K, N1), T(K), Y22(K), Y11(L3), YO(L4),
*TETA22(K), TETA11(L3), TETA(L4), PROG(3, L4)
V2 = HH*2
DO 650 I = 1, L3
TETA11(I) = 0.
650 Y11(I) = 0.
DO 651 I = 1, L4
TETA(I) = 0.
651 YO(I) = 0.
DO 606 I = 1, K
SUMNY(I) = 0.0
Y22(I) = 0.
XOY(I) = 0.
T(I) = 0.
T(I) = C(I, N1)
606 XOY(I) = UCK(4)*((I-1)*HH)**3.0 + UCK(3)*((I-1)*HH)**2.0
* + UCK(2)*(I-1)*HH + UCK(1)
DO 602 I = 1, K
DO 602 J = 1, N
SUMNY(I) = SUMNY(I) + C(I, J)*YY(J)
DO 601 I = 1, N
DO 601 J = 1, K
XY(J, I) = 0.
ZY(J, I) = 0.
TY(J, I) = 0.0
IF (ABS(BZ).LT.0.001) GOTO 10
XY(J, I) = (UZ(I)*E(I)*XOY(J))/BZ
ZY(J, I) = (SUMNY(J)*UZ(I)*E(I))/BZ
10 CONTINUE
IF (ABS(BKP).LT.0.001) GO TO 12
TY(J, I) = UZ(I)*E(I)*ZZ(I)*T(J))/BKP
GO TO 601
12 TY(J, I) = 0
601 XMMY(J, I) = XY(J, I) - ZY(J, I) + TY(J, I)
CALL PRINTD(XMMY, N, K, 7)
DO 612 I = 1, K
Y22(I) = (SUMNY(I) - XOY(I))/BZ
IF (ABS(BKP).LT.0.001) GO TO 21
TETA22(I) = -T(I)/BKP
GO TO 612
21 TETA22(I) = 0.
612 CONTINUE
CALL SIMPS(HH, Y22, Y11, L3, L3, K)
CALL SIMPS(V2, Y11, YO, L4, 1, L3)
DO 20 J = 1, L4
20 PROG(1, J) = YO(J)

```

344

```

CALL SIMPS(HH, TETA22, TETA11, L3, L3, K)
CALL SIMPS(V2, TETA11, TETA, L4, 1, L3)
DO 30 J = 1, L4
30 PROG(3, J) = TETA(J)
DO 652 I = 1, L3
652 Y11(I) = 0.
DO 653 I = 1, L4
653 YO(I) = 0.
DO 603 I = 1, K
SUMNY(I) = 0.0
XOY(I) = 0.
Y22(I) = 0.
603 XOY(I) = UCK(8)*((I-1)*HH)**3.0 + UCK(7)*((I-1)*HH)**2.0
* + UCK(6)*(I-1)*HH + UCK(5)
DO 604 I = 1, K
DO 604 J = 1, N
604 SUMNY(I) = SUMNY(I) + C(I, J)*ZZ(J)
DO 605 I = 1, N
DO 605 J = 1, K
XY(J, I) = 0.
ZY(J, I) = 0.
TY(J, I) = 0.
IF (ABS(BY).LT.0.001) GO TO 16
XY(J, I) = (UY(I)*E(I)*XOY(J))/BY
ZY(J, I) = (SUMNY(J)*UY(I)*E(I))/BY
GO TO 17
16 XY(J, I) = 0.
ZY(J, I) = 0.
17 IF (ABS(BKP).LT.0.001) GO TO 24
TY(J, I) = (UY(I)*E(I)*YY(I)*T(J))/BKP
GO TO 605
24 TY(J, I) = 0.
605 XMMY(J, I) = XY(J, I) - ZY(J, I) - TY(J, I)
CALL PRINTD(XMMY, N, K, 8)
DO 613 I = 1, K
IF (ABS(BY).LT.0.001) GO TO 25
613 Y22(I) = (SUMNY(I) - XOY(I))/BY
GO TO 26
25 Y22(I) = 0.
26 CONTINUE
CALL SIMPS(HH, Y22, Y11, L3, L3, K)
CALL SIMPS(V2, Y11, YO, L4, 1, L3)
DO 40 J = 1, L4
40 PROG(2, J) = YO(J)
CALL PRINTD(PROG, L4, 3, 9)
RETURN
END
SUBROUTINE PRODS(H, HH, KK, N, N1, C, PI, P0)
DIMENSION C(KK, N1), PI(N), P0(N)
DO 1 J = 1, KK
H1 = (J-1)*HH
DO 1 I = 1, N
1 C(J, I) = H1*P0(I) - C(J, I)
CALL PRINTD(C, N, KK, 11)

```

345

```

RETURN
END
SUBROUTINE PRINTD(R,NG,NV,IPR)
DIMENSION R(NV,NG),SVE(7,60)
REAL SAG(17)/2H E,2H D,2HY1,2HY2,2HZ1,2HZ2,2HP0,
*2HVY,2HVZ,3HTETA,2H,1,2H,J,2H,S,4HYIJ,3HYIJ,3HZIJ,
*3HZJI/
REAL GRAF(30)/30*4H---/
GO TO (1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11),IPR
PRINT 33
1 33 FORMAT(/10X,
*Е-НАЧАЛЬНЫЕ МОДУЛИ УПРУГОСТЕЙ СТОЛБОВ'
*/10X,'D-ТОЛЩИНЫ СТОЛБОВ'/10X,
*Y1-МАКСИМАЛЬНЫЕ КООРДИНАТЫ СТОЛБОВ ПО
*ОСИ OY'/10X,'Y2-МИНИМАЛЬНЫЕ КООРДИНАТЫ
*СТОЛБОВ ПО ОСИ OY'/10X,'Z1-МАКСИМАЛЬНЫЕ КО
*ОрДИНАТЫ СТОЛБОВ ПО ОСИ OZ'/10X,'Z2-МИНИ
*МАЛЬНЫЕ КООРДИНАТЫ СТОЛБОВ ПО ОСИ OZ'/10X
*'P0-ВЕРТИКАЛЬНЫЕ РАСПРЕДЕЛЕННЫЕ НАГРУЗКИ,
*ПРИЛОЖЕННЫЕ К СТОЛБАМ'/20X,'ПО ГОРИЗОНТА
*ЛИ ОТЛОЖЕНЫ НОМЕРА СТОЛБОВ'/)
GO TO 55
2 PRINT 72
72 FORMAT(10X,'UVK-МАССИВ ВНЕШНЕЙ ГОРИЗОНТАЛЬ
*НОЙ НАГРУЗКИ')
GO TO 55
3 PRINT 73
73 FORMAT(10X,'SVE-МАССИВ ХАРАКТЕРИСТИК СВЯЗЕЙ
*СДВИГА')
GO TO 55
4 PRINT 77
77 FORMAT(/10X,'A-МАТРИЦА ЖЕСТКОСТЕЙ '/20X,
*ПОСЛЕДНИЙ СТОЛБЕЦ ОТНОСИТСЯ К БИМОМЕНТУ')
GO TO 55
5 PRINT 78
78 FORMAT(10X,'BO-МАТРИЦА ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКИ ')
GO TO 55
ENTRY PRINT1(R,NG,NV,SVE,IPR)
PRINT 45
45 FORMAT(10X,'Q(I,J)-ПЕРЕРЕЗЫВАЮЩИЕ УСИЛИЯ В
*СВЯЗЯХ СДВИГА,'/20X,'ПО ГОРИЗОНТАЛИ ОТЛОЖЕ
*НЫ НОМЕРА РАСЧЕТНЫХ СЕЧЕНИЙ ОТ ВЕРШИНЫ
*ЗДАНИЯ ДО ОСНОВАНИЯ')
GO TO 55
7 PRINT 80
80 FORMAT(10X,'MY-МОМЕНТЫ В СТОЛБАХ ОТ ИЗГИБА
*В ПЛОСКОСТИ OXY,'/20X,'ПО ГОРИЗОНТАЛИ ОТЛО
*ЖЕНЫ НОМЕРА СТОЛБОВ,'/20X,'ПО ВЕРТИКАЛИ ОТЛО
*ЖЕНЫ НОМЕРА РАСЧЕТНЫХ СЕЧЕНИЙ ОТ ВЕРШИНЫ
*ЗДАНИЯ ДО ОСНОВАНИЯ')

```

```

GO TO 55
8 PRINT 30
30 FORMAT(10X,'MZ-МОМЕНТЫ В СТОЛБАХ ОТ ИЗГИБА
*В ПЛОСКОСТИ OXZ,'/20X,'ПО ГОРИЗОНТАЛИ ОТЛО
*ЖЕНЫ НОМЕРА СТОЛБОВ,'/20X,'ПО ВЕРТИКАЛИ ОТ
*ЛОЖЕНЫ НОМЕРА РАСЧЕТНЫХ СЕЧЕНИЙ ОТ ВЕРШИ
*НЫ ДО ОСНОВАНИЯ')
GO TO 55
9 PRINT 70
70 FORMAT(10X,'VY-ПРОГИБЫ ЗДАНИЯ В ПЛОСКОСТИ
*OXY'/10X,'VZ-ПРОГИБЫ ЗДАНИЯ В ПЛОСКОСТИ OXZ
*'/10X,'ТЕТА-УГОЛ ЗАКРУЧИВАНИЯ ЗДАНИЯ В РАДИА
*НАХ /20X,'ПО ГОРИЗОНТАЛИ ОТЛОЖЕНЫ НОМЕРА
*РАСЧЕТНЫХ СЕЧЕНИЙ ОТ ВЕРШИНЫ ДО ОСНОВА
*НИЯ')
GO TO 55
10 PRINT 79
79 FORMAT(10X,'N-НОРМАЛЬНЫЕ УСИЛИЯ В СТОЛБАХ
*ОТ ДЕЙСТВИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ А ТАКЖЕ УДЕЛЬ
*НО-НЕРАВНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК'/10X,'Т-
*БИМОМЕНТ(ПОСЛЕДНИЙ СТОЛБЕЦ)'/20X,'ПО ГОРИ
*ЗОНТАЛИ ОТЛОЖЕНЫ НОМЕРА СТОЛБОВ, КРОМЕ ПО
*СЛЕДНЕГО СТОЛБЦА'/20X,'ПО ВЕРТИКАЛИ ОТЛОЖЕ
*НЫ НОМЕРА РАСЧЕТНЫХ СЕЧЕНИЙ ОТ ВЕРШИНЫ
*ЗДАНИЯ ДО ОСНОВАНИЯ' /20X,'ЗНАК — СООТВЕТСТ
*ВУЕТ СЖАТИЮ,ЗНАК + РАСТЯЖЕНИЮ')
GO TO 55
11 PRINT 85
85 FORMAT(10X,'ПРОДОЛЬНЫЕ УСИЛИЯ В СТОЛБАХ ОТ
*ДЕЙСТВИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НА
*ГРУЗОК'/20X,'ПО ГОРИЗОНТАЛИ ОТЛОЖЕНЫ НОМЕРА
*СТОЛБОВ'/20X,'ПО ВЕРТИКАЛИ ОТЛОЖЕНЫ НОМЕРА
*РАСЧЕТНЫХ СЕЧЕНИЙ ОТ ВЕРШИНЫ ЗДАНИЯ ДО
*ОСНОВАНИЯ')
GO TO 55
55 NP=NG/9
IF(NG.NE.9*NP)NP=NP+1
DO 36 IP=1,NP
NE=9*IP
NB=NE-8
KN=30
IF(NE.GT.NG)KN=3*(NG-NB)+6
IF(NE.GT.NG)NE=NG
PRINT 225,(GRAF(I),I=1,KN)
225 FORMAT(30(A4))
PRINT 230,(I,I=NB,NE)
230 FORMAT(1X,'I',9X,'I',9(4X,13,4X,'I'))
PRINT 225,(GRAF(I),I=1,KN)
GO TO (34,21,74,21,21,50,21,21,71,21,21),IPR
C ПЕЧАТАНИЕ ТАБЛИЦ ОБЩЕГО ВИДА

```

```

21 DO 111 I=1,NV
PRINT 103,I,(R(I,J),J=NB,NE)
103 FORMAT (1X,'I',2X,I4,3X,'I',9(G11.4,'I'))
111 CONTINUE
PRINT 225,(GRAF(K),K=1,KN)
GO TO 36
C ПЕЧАТАНИЕ ИСХОДНЫХ ДАННЫХ (E,D,Y1,Y2,Z1,Z2,P Ø)
34 DO 37 K=1,7
PRINT 35,SAG(K),(R(K,J),J=NB,NE)
35 FORMAT (1X,'I',2X,A4,3X,'I',9(G11.4,'I'))
PRINT 225,(GRAF(I),I=1,KN)
37 CONTINUE
GO TO 36
C ПЕЧАТАНИЕ ТАБЛИЦЫ SVE
74 DO 75 K=11,17
IK=K-10
PRINT 76,SAG(K),(R(IK,J),J=NB,NE)
76 FORMAT (1X,'I',2X,A4,3X,'I',9(G11.4,'I'))
75 PRINT 225,(GRAF(I),I=1,KN)
GO TO 36
C ПЕЧАТАНИЕ ТАБЛИЦЫ Q(I,J)
50 DO 44 I=1,NV
J1=SVE(1,I)
J2=SVE(2,I)
PRINT 66,J1,J2,(R(I,J),J=NB,NE)
66 FORMAT (1X,'СВЯЗЬ',I2,'-',I2,'I',9(G11.4,'I'))
44 PRINT 225,(GRAF(K),K=1,KN)
GO TO 36
C ПЕЧАТАНИЕ ТАБЛИЦЫ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ
71 DO 20 I=8,10
KM=I-7
PRINT 444,SAG(I),(R(KM,J),J=NB,NE)
444 FORMAT (1X,'I',2X,A4,3X,'I',9(G11.4,'I'))
20 PRINT 225,(GRAF(K),K=1,KN)
36 CONTINUE
RETURN
END
//GO.FT09F001 DD DSN=&A2,VOL=SER=AAAAAA,
// UNIT=SYSDA,DISP=(NEW,DELETE),
// SPACE=(TRK,(40,1),RLSE),DCB=(DSORG=RECFM=T)
//GO.FT11F001 DD DSN=&A1,VOL=SER=AAAAAA,
// UNIT=SYSDA,DISP=(NEW,DELETE),
// SPACE=(CYL,(5,4),RLSE),DCB=(DSORG=DA,RECFM=T)
// .SYSDD *
ЗДЕСЬ ПОМЕСТИТЬ ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ЗАДАЧИ
/*
//

```

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Глава 1. Объемно-планировочные и конструктивные решения многоэтажных гражданских зданий	4
• 1.1. Принципы разработки объемно-планировочных решений жилых домов	4
• 1.2. Архитектурно-планировочные решения жилых домов повышенной этажности. Нормы и типология	10
• 1.3. Планировочные приемы построения квартир	23
• 1.4. Планировочные, технические решения лестнично-лифтовых узлов	27
• 1.5. Архитектурно-планировочные решения первых нежилых этажей	30
• 1.6. Санитарно-технические требования к жилым зданиям	32
• 1.7. Противопожарные требования к жилым зданиям	35
• 1.8. Современное состояние, тенденции развития проектирования и строительства общественных и административных зданий	37
• 1.9. Общие и архитектурно-планировочные требования к административным зданиям и зданиям государственного управления	40
• 1.10. Влияние функциональных и технологических связей на планировочную структуру зданий	41
• 1.11. Объемно-пространственные и планировочные решения первых этажей	44
— 1.12. Проектирование лечебно-профилактических зданий	45
— 1.13. Объемно-планировочные решения зданий санаториев	48
— 1.14. Проектирование и строительство гостиниц	49
— 1.15. Объемно-планировочные решения зданий высших учебных заведений	56
• 1.16. Общие санитарно-технические требования к проектированию жилых и общественных зданий	61
• 1.17. Противопожарные требования к проектированию общественных зданий	63
• 1.18. Основные конструктивные системы многоэтажных зданий	66
Глава 2. Проектирование ограждающих конструктивных элементов и их стыков	75
2.1. Основные конструктивные элементы зданий	75
2.2. Наружные стены	76
2.3. Оконные и балконные блоки	80
2.4. Перекрытия, подвесные потолки и полы	85
2.5. Звукоизолирующие легкие слесные перегородки	87
2.6. Чердаки	88
2.7. Кровли	90
2.8. Лоджии, балконы и лестницы	90
2.9. Стыки ограждающих элементов. Современные изоляционные материалы	94

2.10. Основные требования строительной физики к наружным стенам	99
2.11. Противопожарные требования и методы огнезащиты конструкций	101
Глава 3. Расчет пространственных несущих систем многоэтажных зданий	102
3.1. Расчетные модели, типы связей	102
3.2. Особенности нагрузок, предельные перемещения	106
3.3. Расчет пространственных несущих систем на основе консольной модели	113
3.4. Общий метод расчета пространственных несущих систем на основе дискретно-континуальной модели	121
3.5. Алгоритм и основы автоматизации расчета пространственных несущих систем многоэтажных зданий в линейной постановке (программа «Авторяд ЕС»)	132
3.6. Зависимости между перерезывающими силами в связях (перемычках) и деформациями этих связей. Учет сдвига в столбах	136
3.7. Нелинейные деформации связей сдвига	142
3.8. Алгоритм и автоматизация нелинейного расчета пространственных несущих систем многоэтажных зданий	150
3.9. Плоскопараллельные несущие системы	158
3.10. Простейшие несущие системы и отдельные односвязные конструкции	166
Глава 4. Особенности расчета некоторых специальных типов несущих систем	175
4.1. Ядродиафрагмовые несущие системы	175
4.2. Здания из объемных блоков	180
4.3. Здания комбинированной системы	185
4.4. Здания с венчающими и промежуточными ростверками	190
4.5. Здания с подвесными и консольными этажами	194
Глава 5. Практические методы расчета зданий со связевым каркасом	197
5.1. Расчетная модель	197
5.2. Статический расчет здания	201
5.3. Учет продольного изгиба	207
5.4. Внутренние усилия и деформации	209
5.5. Проверка предельных состояний несущей системы	214
5.6. Предельные состояния второй группы	219
5.7. Автоматизация инженерных расчетов при проектировании зданий с применением типовых конструкций	221
Глава 6. Проектирование и расчет элементов и узлов несущих конструкций	224
6.1. Конструкции наружных и внутренних стен	224
6.2. Основные положения по расчету несущих внутренних стен	227
6.3. Надпроемные перемычки и вертикальные стыки	229
6.4. Перекрытия. Общие сведения	230
6.5. Изгиб перекрытия вертикальными нагрузками	233
6.6. Теоретические и экспериментальные исследования работы перекрытий в своей плоскости	236
6.7. Перекрытия как связи кручения	249
6.8. Виды каркасов	253

6.9. Колонны и их стыки	255
6.10. Ригели, распорки и их стыки с колоннами	260
6.11. Каркасные вертикальные диафрагмы — стенки жесткости	263
6.12. Ядра жесткости. Общие сведения, конструирование ядер жесткости	266
6.13. Основные положения расчета элементов ядер жесткости	268
6.14. Конструкции со скрытым каркасом	269
Глава 7. Примеры расчетов	274
Пример 1. Крупнопанельный жилой дом	274
7.1. Исходные данные	274
7.2. Ветровая нагрузка на фасад здания	278
7.3. Ветровая нагрузка на торец здания	280
7.4. Вертикальные нагрузки на столбы	280
7.5. Податливость горизонтальных швов	285
7.6. Податливость связей сдвига в несущей системе крупнопанельного жилого дома	286
7.7. Информационный массив	290
7.8. Результаты расчетов	292
7.9. Подбор сечений элементов	296
Пример 2. Каркасно-панельное здание	297
7.10. Исходные данные	297
7.11. Результаты расчетов	303
Пример 3. Уникальное многоэтажное здание	305
7.12. Расход материалов и приведенные затраты для вариантов несущих систем	305
7.13. Вариант I.	306
7.14. Вариант II.	312
7.15. Вариант III.	313
7.16. Расчет элементов несущей системы основного варианта (исходные данные, вертикальные нагрузки)	313
7.17. Горизонтальные ветровые нагрузки	315
7.18. Усилия от горизонтальной нагрузки (при недеформируемой схеме)	317
7.19. Определение прогибов ядра (без учета деформирования расчетной схемы)	318
7.20. Учет деформирования расчетной схемы	319
7.21. Расчет прочности в нормальных сечениях ядра жесткости	321
7.22. Расчет надпроемных перемычек	326
7.23. Расчет конструкций подъемных элементов для опирания панельных секций	328
7.24. Расчет фундамента	331
Список литературы	334
Приложения	335
Перечень основных обозначений	335
Программа «Авторяд ЕС»	337